



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El-Bachir El-Ibrahim - Bordj Bou Arreridj -

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie Civil



## **PROJET DE FIN D'ETUDES**

Mémoire fin d'études master2

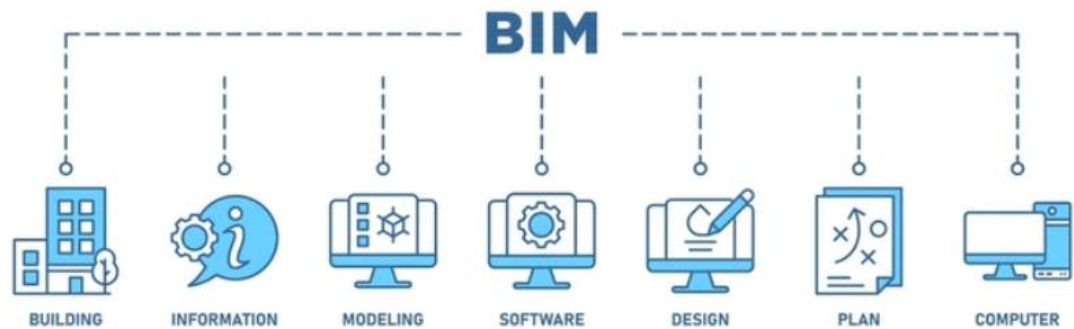
Filière : Génie Civil

Option : structure

**THÈME :**

# Étude de l'intégrité de la maquette numérique dans les projets de construction

(Hôtel en R+9 avec sous-sol)



**Présentée par:**

**BAHLOULI Allaoua**

**BELAGGOUNE Amina**

**Encadré par :**

**Mr. ABDEMEZIANE Nabil**

Juillet 2025

# Étude de l'intégrité de la maquette numérique dans les projets de construction

## Résumé

Ce mémoire examine l'intégrité de la maquette numérique dans les projets de construction, un enjeu fondamental pour la réussite de la démarche BIM (Building Information Modeling). À travers une analyse approfondie des concepts, des pratiques et des défis actuels, cette étude identifie les facteurs clés qui influencent l'intégrité des données dans les maquettes numériques et propose des stratégies pour la préserver tout au long du cycle de vie du projet.

Le mémoire commence par présenter les fondamentaux du BIM et de la maquette numérique, incluant les définitions, l'historique, les niveaux de maturité et les normes internationales. Il explore ensuite l'intégration technique du BIM dans différents domaines (architecture, génie civil, structures) et analyse les enjeux spécifiques d'intégrité qui en découlent. Des études de cas concrets et un panorama des outils et technologies émergentes illustrent les applications pratiques et les perspectives d'avenir du BIM.

Ce mémoire porte sur l'application de la méthodologie BIM (Building Information Modeling) dans le domaine du génie civil, plus spécifiquement dans l'option structure. Il s'appuie sur l'étude d'un projet concret : la conception et l'analyse structurale d'un hôtel en R+9 avec cave. L'objectif est d'explorer les avantages, les défis et les opportunités offerts par l'utilisation du BIM pour la modélisation, la coordination et l'optimisation des structures dans ce type de construction.

**Mots-clés :** BIM, Maquette numérique, Intégrité des données, Génie civil, Structure, Interopérabilité, Collaboration multidisciplinaire

## دراسة الادمج النموذج الرقمي في مشاريع البناء

### الملخص

تبحث هذه لنجاح أساسية قضية وهي، البناء مشاريع في الرقمي النموذج سلامة في الأطروحة منهجية BIM (نمذجة معلومات البناء). الحالية والتحديات والممارسات للمفاهيم عميق تحليل خلال من . طوال عليها للحفاظ استراتيجيات وتقترح الرقمية النماذج في البيانات سلامة على تؤثر التي الرئيسية العوامل الدراسة هذه تحدد المشروع حياة دورة.

يبدأ هذا بمنهجية المتعلقة الأساسيات بعرض البحث BIM ومستويات والتاريخ التعريفات ذلك في بما، الرقمي والنموذج التحديات ويحلل) المدنية الهندسة، المعمارية الهندسة (المجالات مختلف في التقني التكامل يستكشف ثم الدولية والمعايير النضج التطبيقات لتوضيح الناشئة والتقنيات للأدوات شامل وتحليل عملية حالة دراسات تقديم يتم. عنها تنجم التي بالسلامة الخاصة لـ المستقبلية والآفاق العملية للبيم

يتعلق هذا البحث بتطبيق منهجية البيم (نمذجة معلومات البناء) في مجال الهندسة المدنية، وتحديدًا في تخصص الهياكل. يستند إلى دراسة مشروع ملموس: تصميم وتحليل الهيكل الإنشائي لفندق من طابق أرضي+9 طوابق مع وجود قبو، الهدف هو . استكشاف الفوائد والتحديات والفرص التي توفرها استخدامات البيم في نمذجة وتنسيق وتحسين الهياكل في هذا النوع من البناء، **الكلمات المفتاحية:** النموذج الرقمي البيم، سلامة البيانات، الهندسة المدنية، الهياكل، التشغيل البيني، التعاون متعدد التخصصات.

# **Study of the integrity of the digital mock-up in construction projects**

## **Summary**

This thesis examines the integrity of digital models in construction projects, a fundamental issue for the success of the BIM (Building Information Modeling) approach. Through an in-depth analysis of concepts, practices, and current challenges, this study identifies the key factors influencing data integrity in digital models and proposes strategies to preserve it throughout the project lifecycle.

The thesis begins by presenting the fundamentals of BIM and digital modeling, including definitions, history, maturity levels, and international standards. It then explores the technical integration of BIM across various fields (architecture, civil engineering, structural engineering) and analyzes the specific integrity challenges that arise. Real-world case studies and an overview of emerging tools and technologies illustrate the practical applications and future prospects of BIM.

This thesis focuses on the application of the BIM (Building Information Modeling) methodology in the field of civil engineering, specifically in the structural option. It is based on the study of a concrete project: the design and structural analysis of an R+9 hotel with a basement. The objective is to explore the advantages, challenges, and opportunities offered by the use of BIM for modeling, coordination, and optimization of structures in this type of construction.

**Keywords:** BIM, Digital Model, Data Integrity, Civil Engineering, Structure, Interoperability, Multidisciplinary Collaboration

## Remerciements

Louange à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a guidé, soutenu et permis d'accomplir ce travail avec persévérance et détermination.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, **M. Nabil ABDEMEZIANE**, pour la confiance qu'il nous a accordée tout au long de l'élaboration de ce modeste projet de fin d'études. Nous le remercions chaleureusement pour sa disponibilité, sa patience, ses conseils précieux ainsi que son accompagnement rigoureux et constructif durant toutes ces étapes. Ses critiques avisées ont été essentielles pour améliorer la qualité de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à l'ensemble du **corps enseignant de l'Institut des Sciences et Techniques**, plus particulièrement à ceux de l'option **Génie Civil**, pour leur dévouement, leurs enseignements riches et leurs conseils éclairés qui ont jalonné notre parcours académique durant ces cinq années d'études.

Nous exprimons également notre reconnaissance au **Président et aux membres du jury**, qui nous ont fait l'honneur d'examiner et d'évaluer ce travail. Nous sommes reconnaissants pour le temps qu'ils ont consacré à la lecture et à l'analyse de ce mémoire.

Enfin, un grand merci à notre **famille**, en particulier à nos **parents, frères et sœurs**, pour leurs soutiens inébranlables, leur amour inconditionnel, et leur patience sans faille tout au long de ces études. C'est grâce à leurs encouragements constants que nous avons pu mener ce projet à terme.

# TABLE DES MATIÈRES

Résumé (en français, en arabe, en anglais)

Remerciements

Liste des tableaux

Liste des abréviations

<b>Introduction générale</b> .....	11
Problématique .....	11
Plan de travail .....	12

## **Chapitre I : Maquette numérique (introduction au BIM)**

### **Partie 1 : Concept du BIM : évolution, recherches et perspectives**

I.1.1. Introduction Contexte et importance du BIM dans l'industrie de la construction .....	20
I.1.2 Fondements du BIM (maquette numérique) .....	21
I.1.2.1 Définition et concepts fondamentaux .....	21
I.1.2.2 Définition complet du BIM .....	21
I.1.3. Principes fondamentaux du BIM .....	22
I.1.4 Historique et évolution du BIM .....	22
I.1.4.1 Les origines du concept .....	23
I.1.4.2 L'évolution technologique .....	23
I.1.4.3 L'adoption mondiale .....	23
I.1.5 Procédure d'usage du BIM .....	24
I.1.6 Les différentes Dimensions du BIM .....	25
I.1.7 Les niveaux développement (LOD) .....	27
I.1.8 Normes et standards internationaux liés au BIM .....	28
I.1.8.1 Le format IFC (Industry Foundation Classes)	
I.1.8.2 La norme ISO 19650 .....	28
I.1.8.3 Les protocoles BIM nationaux .....	29

### **Partie 2 : Le BIM appliqué au génie civil et aux structures**

I.2.1 Application spécifique en génie civil .....	29
I.2.2. Domaine d'application en génie civil .....	29
I.2.3. Intégrations de modélisation et l'analyse .....	30
I.2.3.1 Cas d'application en génie civil .....	31
I.2.4 Logiciels BIM spécialisés pour les structures .....	32
I.2.4.1 Logiciel de modélisation structurelle.....	32
I.2.4.2 Logiciel de d'analyse structurelle .....	33
I.2.4.3 Logiciel de détaille et de fabrication .....	34
I.2.4.4 Plateformes de collaboration et de coordination .....	35
I.2.5 Processus BIM pour les projets de structures .....	35
I.2.5.1 Cycle de vie BIM d'un projet de structurel.....	36
I.2.5.2 Rôles et responsabilité dans un projet BIM structurel .....	37
I.2.5.3 Processus collaboratifs .....	38

I.2.5.4 Plan d'exécution BIM (BEP) pour les projets structurels .....	38
<b>3. Conclusion.....</b>	<b>39</b>

## **Chapitre II : Informations Générales sur le Projet**

II.1. Introduction. ....	41
II.2. Présentation du projet. ....	41
II.3. Informations du bâtiment. ....	42
II.3.1. Informations architecturales. ....	42
II.3.2. Informations géotechniques. ....	45
II.3.3. Les informations structurales. ....	46
II.4. Caractéristiques des matériaux. ....	49
II.4.1. Béton. ....	49
II.4.1.1. Les constituants du béton. ....	49
II.4.1.2. Résistance caractéristique du béton. ....	53
II.4.1.3. Contraintes limite du Béton. ....	54
II.4.2. Acier. ....	56
II.4.2.1. Différents types d'aciers. ....	57
II.4.2.2. Enrobage. ....	57
II.4.2.3. Contraintes limites. ....	58
II.5. Hypothèses de calcul aux états limites. ....	60
II.5.1. Définition de l'état limite. ....	60
II.5.1.1. Etat limite ultime ELU. ....	60
II.5.1.2. Etat limite de service ELS. ....	60
II.6. Actions et sollicitations. ....	61
II.6.1. Les actions. ....	61
II.6.2. Les sollicitations. ....	61
II.6.3. Les combinaisons d'action. ....	61
II.7. Règlements et normes utilisés. ....	63
II.8. Les logiciels utilisés. ....	63
II.9 Conclusion. ....	63

## **Chapitre III : Le pré dimensionnement des éléments structurels**

III.1. Introduction .....	65
III.2. Pré dimensionnement. ....	65
III.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires. ....	65
III.2.1.1. Les planchers. ....	65
III.2.1.2. Les escaliers .....	69
III.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux. ....	71
III.2.2.1. Les Poutres. ....	71
III.2.2.2. Les poteaux. ....	73
III.2.2.3. Les voiles. ....	80
III.3. Récap. ....	81
III.4. Conclusion .....	81

## **Chapitre IV : Evaluation et descente des charges**

IV.1.	Introduction.	83
IV.2.	Les charges réglementaires.	83
IV.2.1.	Les charges permanentes : (G).	83
IV.2.2.	Les charges d'exploitation : (Q).	83
IV.3.	Evaluation des charges et des surcharges.	83
IV.3.1.	Planchers.	83
IV.3.1.1.	Plancher terrasse (inaccessible).	83
IV.3.1.2.	Planchers étages courant (de 2eme au 8eme étage).	84
IV.3.1.3.	Planchers cave (niveau +0.00).	84
IV.3.1.4.	Planchers (niveau +3.90).	85
IV.3.2.	Balcons.	85
IV.3.2.1.	Balcons DP1 et DP2 (accessibles).	85
IV.3.2.2.	Balcons DP1 et DP2 (non accessibles).	86
IV.3.2.3.	Balcons DP3 et DP4 (accessibles).	86
IV.3.2.4.	Balcons DP3 et DP4 (non accessibles).	86
IV.3.3.	L'acrotère.	87
IV.3.4.	Maçonnerie.	87
IV.3.4.1.	Murs extérieurs.	87
IV.3.4.2.	Murs intérieurs.	87
IV.3.5.	L'escalier.	87
IV.3.5.1.	Paliers des escaliers.	87
IV.3.5.2.	Volées des escaliers.	88
IV.3.6.	Poussée du sol.	88
IV.4.	Descente des charges.	89
IV.5.	Conclusion	90

## **Chapitre V : Maquette numérique – Application pratique du processus BIM**

V.1	Introduction	92
V.2.	Étapes de modélisation.....	92
V.2.1.	Maquette Générale (Architecturale + Structurelle)	93
V.2.2.	Maquette Structurelle et Analyse	94
V.2.3.	Création et vérification des axes et niveaux	94
V.2.4.	Utilisation des outils de modélisation avancés de Revit	95
V.2.5.	Modélisation réaliste des éléments structurels	95
V.2.6.	Ajustement visuel et justification des éléments	96
V.2.7.	Préparation de l'export vers Robot Structural Analysis	97
V.2.8.	Interopérabilité entre Revit et Robot Structural Analysis	98
V.2.9.	Analyse et renforcement du modèle dans Robot	98
V.2.10.	Validation finale et retour vers Revit	99
V.3.	Étapes de Vérification, Introduction du Spectre Sismique et Définition des Combinaisons de Charges.....	99
V.3.1	Analyse de la Période de Vibration	99
V.3.2	Introduction du Spectre Sismique selon le RPA 2024	99

V.3.3	Procédure d'Application des Spectres .....	100
V.3.4	Définition des Combinaisons d'Actions .....	100
V.3.5	Application du Coefficient d'Accompagnement $\psi$ .....	101
V.3.6	Itération et Optimisation .....	101
V.4.	Conclusion .....	101

## **Chapitre VI : Etude sismique de la maquette numérique.**

IV.1.	Introduction .....	103
VI.2.	Aperçu sur le projet .....	104
VI.3.	Critères de classification .....	104
VI.3.1.	Classification des zones sismiques .....	104
VI.3.2.	Classification des sites .....	105
VI.4.	Spectre de calcul .....	106
VI.5.	Classification des bâtiments selon leur importance .....	107
VI.5.1.	Coefficient d'importance I .....	107
VI.5.2.	Coefficient de comportement global de la structure R .....	107
IV.6.	Classification des bâtiments selon leur configuration .....	108
VI.7.	Choix de la méthode de calcul .....	109
VI.7.1.	Méthode d'analyse modale spectrale .....	109
VI.7.1.1.	Calcul de la force sismique totale V .....	109
VI.7.1.2.	Estimation de la période fondamentale de la structure .....	110
VI.7.1.3.	Résultats d'analyse modale .....	111
VI.7.1.4.	Images représentatives des Résultats d'analyse modale .....	112
VI.7.1.5.	Coefficients de correction $\lambda$ .....	113
VI.7.1.6.	Spectre de réponse .....	113
VI.7.1.7.	Poids sismique total du bâtiment W .....	114
VI.7.1.8.	Résultats de calcul de la force sismique V .....	114
VI.7.2.	Justification de sécurité .....	114
VI.7.2.1	Combinaisons d'actions .....	114
VI.7.2.2.	Justifications vis-à-vis de résistance .....	115
VI.7.2.3	Justification vis-à-vis de la ductilité .....	115
VI.7.2.4	Vérification de l'effort tranchant à la base .....	115
VI.7.2.5	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (renversement) .....	116
VI.7.2.6	Justification vis-à-vis de la résistance des planchers .....	118
VI.7.2.7	Justification de la stabilité des fondations .....	118
VI.7.2.8	Justification de la largeur des joints sismiques .....	119
VI.7.2.9	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	119
VI.7.2.10.	Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages .....	121
VI.7.2.11.	Vérification de la Sollicitations normales.....	123
VI.8.	Vérification de l'étude sismique par Robot complet .....	124
VI.9.	Conclusion .....	125

## **Chapitre VII : CALCUL des Éléments Structurels**

VII.1	Ferrailage des éléments structuraux .....	127
VII.1.1	Introduction .....	127
VII.1.2	Ferrailage des poutres .....	127
VII.1.3	Ferrailage de poteaux .....	142
VII.1.2	Voiles .....	148
VII.2	Vérification et ferrailage des éléments (bloc 01) avec Robot complet .....	151
VII.2.1	Les poutres .....	151
VII.2.2	Les poteaux.....	155
VII.2.3	Les voiles de contreventement .....	159
VII.2.4	Dalle pleine.....	160

VII.2.5	Escaliers.....	163
VII.2.6	Conclusions .....	164

## **Chapitre VIII : étude des éléments de l'infrastructure**

VIII.1.	Introduction .....	166
VIII.2.	Généralités .....	166
VIII.2.1	Classification des fondations .....	166
VIII.2.2.	Combinaisons de calcul .....	166
VIII.2.3.	Étude géotechnique du sol .....	166
VIII.3.	Choix du type de fondation.....	167
VIII.4.	Étude du radier: .....	167
VIII.4.1	Prédimensionnement du radier .....	169
VIII.5.	Vérifications .....	169
VIII.5.1.	Vérification des contraintes dans le sol.....	170
VIII.5.2.	Vérification de la contrainte de cisaillement (pour un béton de 30 MPa) .....	170
VIII.5.3.	Vérification au poinçonnement (selon CBA 93 – Article A.5.2,4,2) .....	173
VIII.6.	Ferraillage de radier .....	175
VIII.7.	Étude du voile de soutènement .....	182
VIII.7.4	Confirmation et vérification de ferraillage via Robot complet .....	184
VIII.8.	Conclusion .....	185

## **LISTE DES TABLEAUX**

- Tableau I.1 :** Liste des cas d'utilisation des modèles BIM typiques (Bormann et al., 2018).
- Tableau II.1 :** Formulation du béton 30MPa.
- Tableau II.2 :** Caractéristiques des aciers utilisés.
- Tableau II-3 :** Récapitulatif des données des matériaux.
- Tableau III.1 :** Prédimensionnement de la section transversale de nervure.
- Tableau III.2 :** Prédimensionnement des voiles.
- Tableau III.3 :** Prédimensionnement des éléments structurels.
- Tableau IV.1 :** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » du plancher terrasse.
- Tableau IV.2 :** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher courant.
- Tableau IV.3 :** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher courant.
- Tableau IV.4 :** Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher niveau +3.90m.
- Tableau IV.5 :** Evaluation des charges G et surcharges Q de dalle de balcon DP1 et DP2).
- Tableau IV.6 :** Evaluation des charges G et surcharges Q de dalle de balcon DP1 et DP2
- Tableau IV.7 :** Evaluation des charges G et surcharges Q de dalle de balcon DP3 et DP4.
- Tableau IV.8 :** Evaluation des charges G et surcharges Q de dalle de balcon DP3 et DP4
- Tableau IV.9 :** Evaluation des charges G et surcharges Q des murs extérieurs.
- Tableau IV.10 :** Evaluation des charges G et surcharges Q des murs intérieures.
- Tableau IV.11 :** Evaluation des charges G et surcharges Q des paliers des escaliers de repos.
- Tableau IV.12 :** Évaluation des charges G et surcharges Q des volées d'escalier.
- Tableau IV.13 :** Tableau récapitulatif des charges « G » et surcharges « Q »
- Tableau IV.14 :** Tableau des dégression surcharges « Q » de chaque étage.
- Tableau IV.15 :** Tableau évaluation des charges de poteau E-13 le plus sollicité.
- Tableau VI.1 :** Classification des zones sismiques (RPA 2024 page43).
- Tableau VI.2 :** Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération.
- Tableau VI.3 :** Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I.
- Tableau VI.4 :** Valeurs de  $\xi(\%)$ .
- Tableau VI.5 :** Valeurs du coefficient d'importance.
- Tableau VI.6 :** Valeur du Coefficient de comportement, R.
- Tableau VI.7 :** Valeurs des Pondérations  $P_q$ .
- Tableau VI.8 :** Les coefficients utilisés.
- Table VI.9 :** Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe D'importance.
- Tableau VI.10 :** Valeurs du coefficient  $C_T$ .
- Tableau VI.11 :** Valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base  $V$ .
- Tableau VI.12 :** Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot.
- Tableau VI.13 :** Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot.
- Tableau VI.14 :** Tableau récapitulatif des résultats de spectre de calcul.
- Tableau VI.15 :** Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$ .
- Tableau VI.16 :** Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.
- Tableau VI.17 :** Vérification de la résultante des forces.
- Tableau VI.19 :** Valeurs limites des déplacements inter-étages.
- Tableau VI.20 :** Vérification de l'effort normal réduit poteaux (60x60) mm<sup>2</sup>.
- Tableau VI.18 :** Rapport de correction ( $\frac{0.8V}{V_t}$ ) et résultats d'analyse après introduction de rapport.
- Tableau VII.1 :** Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x55).
- Tableau VII.2 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.3 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.4 :** Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x55).

**Tableau V.5 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau V.6 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.7 :** Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x50).

**Tableau VII.8 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.9 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.10 :** Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x55).

**Tableau VII.11 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.12 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.13 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.14 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.15 :** Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x50).

**Tableau VII.16 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VII.17 :** Les vérifications de armatures transversales.

**Tableau VIII.1 :** Efforts réduits des poteaux a ELU.

**Tableau VIII.2 :** Efforts réduits des voiles de contreventement a ELU.

**Tableau VIII.3 :** Récapitulatif des moments  $M_{xx}$  [KN.m/m] directions xx.

**Tableau VIII.4 :** Récapitulatif des moments  $M_{yy}$  [KN.m/m] direction yy.

**Tableau VIII.5 :** Récapitulatif des moments  $M_{yy}$  [KN.m/m] direction yy.

## **LISTE DES FIGURES**

- Figure I.1 :** Building Information Modeling (BIM) lifecycle view .
- Figure I.2 :** Model, modeling, management.
- Figure I.3 :** Vue d'un modèle BIM 3D, avec les informations sémantiques.
- Figure I.4 :** Concept du processus BIM fait par Borrmann (Borrmann et al., 2018).
- Figure I.5 :** Dimensions du BIM.
- Figure I.6 :** Les niveaux de développement (LOD).
- Figure I.7 :** Randselva bridge
- Figure I.8 :** Tour de Shanghai.
- Figure I.9 :** Emerson College à Los Angeles.
- Figure I.10:** Logiciels de modélisation structurelle.
- Figure I.11 :** Logiciels d'analyse structurelle.
- Figure I.12 :** Logiciels de détail et de fabrication.
- Figure I.13 :** Plateforme de collaboration BIM.
- Figure I.14 :** Cycle de vie BIM d'un projet structurel.
- Figure I.15 :** Acteurs intervenants dans un projet BIM
- Figure II.1 :** Image rendue de la façade principale de la maquette numérique
- Figure II.2 :** Coupe transversale avec les niveaux du projet
- Figure II.3 :** Vues en élévation des façades de l'hôtel
- Figure II.4 :** Coupe transversale avec les niveaux du projet
- Figure II.5:** Vues en plans de divers niveaux suivant la fonction de l'hôtel.
- Figure II.6 :** Coupe sur le niveau sous-sol.
- Figure II.7 :** Vue en 3D de maquette structure de l'ensemble de projet
- Figure II.8 :** *Coupe sur acrotère.*
- Figure II.9 :** *Coupe sur escaliers*
- Figure II.10 :** Composition des parois extérieur et intérieurs
- Figure II.11 :** Vues en 3D de l'infrastructure
- Figure II.12 :** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton
- Figure II.13 :** Diagrammes déformations –contraintes de béton
- Figure II.14 :** Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).
- Figure II.15 :** Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELU).
- Figure II.16 :** Diagramme contrainte- déformation de l'acier
- Figure II.17 :** Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.
- Figure III.1 :** Trames possibles pour nervures
- Figure III.2 :** Disposition des nervures
- Figure III.3 :** Plancher en corps creux
- Figure III.4 :** Coupe transversale de la nervure.
- Figure III.5 :** Dalle pleine sur trois appuis DP1 et DP2
- Figure III.6 :** Dalle pleine sur trois appuis DP3 et DP4
- Figure III.7 :** Schéma d'escalier
- Figure III.8:** Schéma statique (RDC, 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>eme</sup> étage
- Figure III.9 :** Présentation de la poutre 01
- Figure III.10 :** Présentation de la poutre 02
- Figure III.11 :** Présentation de la poutre intermédiaire
- Figure III.12:** Présentation du poteau le plus sollicité
- Figure III.13 :** Présentation de poteau de la cave
- Figure III.14 :** Présentation des diverses formes de poteaux du RDC+1<sup>er</sup> étage
- Figure III.15 :** Présentation des diverses formes de poteaux du 2eme +3eme étage

**Figure III.16** : Présentation des voiles de RDC

**Figure IV.1** : Coupe plancher terrasse

**Figure IV.2** : Coupe plancher RDC + étages courants.

**Figure IV.3** : Coupe dalle pleine cave.

**Figure IV.4** : Coupe dalle pleine des balcons DP, DP2, DP3, et DP4 (accessibles).

**Figure IV.5** : Coupe dalle pleine des balcons DP, DP2, DP3, et DP4. (Non accessibles).

**Figure IV.6** : Coupe acrotère

**Figure V.1** : Maquette architecturale réalisée avec logiciel Autodesk Revit

**Figure V.2** : La maquette de la structure de la maquette architecture

**Figure V.3** : Création de gabaret structure

**Figure V.4** : Outil sur les quadrillages

**Figure V.5** : Configuration des caractéristiques des matériaux utilisées

**Figure V.6** : Model physique de maquette structurale après modélisation par Revit

**Figure V.7** : Outil de conversion de model physique vers le modèle analytique

**Figure V.8** : Model analytique de la maquette structurale après conversion

**Figure V.9** : L'outil qui permet l'export de modèle structurel de revit vers robot

**Figure V.10**: Model analytique dans Robot structural analysis

**Figure V.11** : Intégration directe de spectre de calcul via RPA Integrator

**Figure V.12** : Intégration des combinaisons d'actions via RPA Integrator

**Figure VI.1** : Zonage sismique de l'Algérie (RPA 2024 page45)

**Figure VI.2** : Capteur de translation de bloc01 avec 1<sup>er</sup> mode

**Figure VI.3** : Capteur de translation de bloc01 avec 2<sup>eme</sup> mode

**Figure VI.4** : Capteur de translation de bloc01 avec 3<sup>eme</sup> mode

**Figure VI.5** : Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques

**Figure VI.6** : Largeur minimum du joint sismique

**Figure VI.7** : Effet P- $\Delta$

**Figure VII.1** : Résultat de moment à l'Etat limite ultime ELU

**Figure VII.2** : Résultat de moment à l'Etat accidentelle ACC

**Figure VII.3** : Résultat de moment à l'État limite de service ELS

**Figures VII.4** : Résultat de moment à l'Etat limite ultime ELU

**Figures VII.5**: Résultat de moment à l'Etat accidentelle ACC

**Figure VII.6** : Résultat de moment à l'Etat limite de service ELS

**Figure VII.7** : Résultat de moment à l'Etat limite ultime ELU

**Figure VII.8** : Résultat de moment à l'Etat accidentelle ACC

**Figure VII.9** : Résultat de moment à l'Etat limite de service ELS

**Figure VII.10** : vérifications et ferrailage de la poutre principale 01 via Robot complet

**Figure VII.11** : vérifications et ferrailage de la poutre principale 02 via Robot complet

**Figure VII.12** : vérifications et ferrailage de la poutre intermédiaire via Robot complet

**Figure VII.13**: vérifications et ferrailage de la poutre principale 01 via Robot complet

**Figure VII.14** : vérifications et ferrailage de poteau (65x65) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

**Figure VII.15** : vérifications et ferrailage de poteau (60x60) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

**Figure VII.16** : vérifications et ferrailage de poteau (55x55) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

**Figure VII.17** : vérifications et ferrailage de poteau (50x50) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

**Figure VII.18** : vérifications et ferrailage des voiles de contreventement (300x20) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

**Figure VII.19** : vérifications et ferrailage des Balcons, via Robot complet

**Figure VII.20**: vérifications et ferrailage de dalle pleine terrasse, via Robot complet

**Figure VII.21** : vérifications et ferrailage de dalle pleine niveau +0.00, via Robot complet

**Figure VII.22** : vérifications et ferrailage des escaliers, via Robot complet

**Figure VII.23** : diagrammes moments -dalle pleine niveau +0.00- balcon- paillasse escalier

**Figure VIII.1** : Radier de Bloc 01

**Figure VIII.2** : Distribution des contraintes a ELS

**Figure VIII.3** : Distribution des contraintes à ELU

**Figure VIII.4** : Distribution des contraintes au combinaisons accidentelles

**Figure VIII.5** : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u_{xx}}$  a ELU

**Figure VIII.6** : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u_{yy}}$  a ELU

**Figure VIII.7**: Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u_{xx}}$  aux combinaisons accidentelles

**Figure VIII.8** : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u_{yy}}$  aux combinaisons accidentelles

**Figure VIII.9** : Distribution des Moments a l'ELU (*Direction xx*)

**Figure VIII.10** : Distribution des Moments a l'ELU (*Direction yy*)

**Figure VIII.11** : Distribution des Moments accidentelles (*Direction xx*)

**Figure VIII.12** : Distribution des Moments accidentelles (*Direction yy*)

**Figure VIII.13** : Distribution des Moments a l'ELS (*Direction xx*)

**Figure VIII.14** : Distribution des Moments a l'ELS (*Direction yy*)

**Figure VIII.15** : As cal en travée (*Direction yy*)

**Figure VIII.16** : As cal en travée (*Direction yy*)

**Figure VIII.17** : vérification et ferrailage radier avec Robot complet

**Figure VIII.18**: vérification et ferrailage voile périphérique avec Robot complet

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

<b>A</b> : coefficient d'accélération de zone	<b>MI</b> : masse linéaire
<b>Aa</b> : section d'armature en appui	<b>Mser</b> : moment fléchissant à l'état limite de service
<b>Al</b> : section d'armature longitudinale	<b>Mt</b> : moment fléchissant de travée
<b>Amin</b> : section minimale d'armature déterminée par les règlements	<b>Mu</b> : moment fléchissant à l'état limite ultime de résistance
<b>Ar</b> : section d'armature de répartition	<b>Mw</b> : moment fléchissant de la gauche
<b>Aser</b> : section d'armature à l'état limite de service	<b>Mx</b> : moment fléchissant dans le sens x-x
<b>At</b> : section d'armature de travée ou transversale	<b>My</b> : moment fléchissant dans le sens y-y
<b>Au</b> : section d'armature à l'état limite ultime de résistance	<b>M0</b> : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
<b>Ax</b> : section d'armature dans le sens x-x	<b>M1</b> : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
<b>Ay</b> : section d'armature dans le sens y-y	<b>M2</b> : coefficient de Pigeaud
<b>A'</b> : section d'armature comprimée	<b>M22</b> : moment suivant le sens 2-2
<b>A1</b> : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée	<b>M33</b> : moment suivant le sens 3-3
<b>A2</b> : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée	<b>N</b> : effort normal
<b>Br</b> : section réduite du béton	<b>Ne</b> : effort normal au centre de la section
<b>Cp</b> : facteur de force horizontale	<b>Npp</b> : effort normal dû au poids des poutres principales
<b>Cs</b> : coefficient de sécurité	<b>Nps</b> : effort normal dû au poids des poutres secondaires
<b>Cr</b> : charge de rupture	<b>Nser</b> : effort normal à l'état limite de service
<b>Crn</b> : charge de rupture minimale nécessaire	<b>Nu</b> : effort normal à l'état limite ultime de résistance
<b>D</b> : coefficient d'amplification dynamique	<b>P</b> : poids propre ; périmètre
<b>E</b> : module de déformation longitudinale	<b>Pr</b> : poids propre du radier
<b>Eij</b> : module de déformation longitudinale instantanée	<b>Q</b> : action variable quelconque ; facteur de qualité
<b>Eiv</b> : module de déformation longitudinale différée	<b>R</b> : rayon ; coefficient de comportement de la structure
<b>G</b> : action permanente	<b>S</b> : surface
<b>H</b> : hauteur	<b>Sr</b> : surface du radier
<b>HA</b> : armature à haute adhérence	<b>T</b> : effort tranchant
<b>I</b> : moment d'inertie	<b>Tx</b> : période fondamentale dans le sens x-x
<b>If</b> : moment d'inertie fictif	<b>Ty</b> : période fondamentale dans le sens y-y
<b>J</b> : action permanente avant la mise en place des cloisons	<b>Uc</b> : périmètre du contour
<b>L</b> : longueur	<b>V</b> : action sismique ; effort horizontal
<b>Le</b> : longueur en élévation	<b>Vt</b> : effort sismique à la base de la structure
<b>Ln</b> : entre-axe des nervures	<b>W</b> : poids total de la structure
<b>Lp</b> : longueur en plan	<b>Wp</b> : poids de l'élément considéré
<b>M</b> : moment fléchissant	<b>a</b> : longueur ; distance ; dimension
<b>Ma</b> : moment fléchissant en appui	<b>b</b> : largeur
<b>Mc</b> : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console	<b>b0</b> : largeur de la nervure
<b>Md</b> : moment fléchissant de la droite	<b>b1</b> : largeur du poteau
<b>Me</b> : masse du câble ; moment au centre de la section	<b>c</b> : enrobage
<b>Mf</b> : moment fléchissant total	<b>d</b> : hauteur utile
<b>Mg</b> : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps	<b>e</b> : excentricité ; espacement
<b>Mj</b> : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons	<b>ea</b> : excentricité additionnelle
	<b>f</b> : flèche
	<b>fc</b> : contrainte caractéristique du béton à la compression
	<b>fe</b> : limite élastique de l'acier
	<b>ft</b> : contrainte caractéristique du béton à la

traction  
**g** : giron de la marche  
**h** : hauteur  
**hc** : hauteur du corps creux  
**hd** : Hauteur de la dalle  
**he** : Hauteur libre  
**hmoy** : Hauteur moyenne  
**ht** : Hauteur totale  
**h'** : Hauteur de la zone nodale  
**h1** : Hauteur du poteau  
**i** : Rayon de giration  
**j** : Nombre de jours  
**l** : Longueur ; distance  
**lf** : Longueur de flambement  
**lx** : Petite dimension du panneau de dalle  
**ly** : Grande dimension du panneau de dalle  
**l'** : Longueur de la zone nodale  
**l0** : Longueur libre  
**qb** : Charge linéaire due aux marches  
**qeq** : Charge linéaire équivalente  
**ql** : Charge linéaire  
**qser** : Charge linéaire à l'état limite de service  
**qu** : Charge linéaire à l'état limite ultime de résistance  
**qP** : Charge linéaire appliquée sur le palier  
**s** : Espacement  
**t** : Espacement ; période  
**x** : Abscisse  
**y** : Ordonnée  
**y1** : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène

**$\alpha$**  : Angle ; coefficient sans dimension  
 **$\gamma$**  : Coefficient partiel de sécurité ; rapport des moments  
 **$\beta$**  : Coefficient sans dimension ; coefficient de pondération  
 **$\varepsilon$**  : Coefficient de réponse  
 **$\eta$**  : Coefficient de fissuration ; facteur de correction d'amortissement  
 **$\theta$**  : Déviation angulaire ; coefficient sans dimension ; coefficient global dépendant du type de construction  
 **$\lambda$**  : Élancement mécanique d'un élément comprimé ; coefficient sans dimension ; rapport des dimensions  
 **$\mu$**  : Moment réduit  
 **$\nu$**  : Coefficient de Poisson  
 **$\rho$**  : Rapport entre deux dimensions  
 **$\sigma$**  : Contrainte dans le béton ou l'acier  
 **$\tau$**  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement  
 **$\psi$**  : Coefficient de pondération  
 **$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique  
 **$\delta$**  : Coefficient de réduction ; espacement des armatures transversales ; déplacement  
 **$\Sigma$**  : Opérateur de sommation  
 **$\phi$  (ou  $\varphi$ )** : Diamètre des armatures transversales ou des treillis soudés  
 **$\sigma_{bc}$**  : contrainte de compression du béton  
 **$f_{cj}$**  : résistance caractéristique du béton en compression à j jours

# Introduction Générale

## Introduction générale

Parmi les innovations majeures qui ont révolutionné le secteur de la construction, le Building Information Modeling (BIM) ou Modélisation des Informations du Bâtiment occupe une place centrale. Cette approche, qui dépasse largement le simple dessin assisté par ordinateur (DAO), propose un changement de paradigme dans la conception (la collaboration inter-disciplines), la construction et l'exploitation des bâtiments et des infrastructures. Le BIM ne se limite pas à une représentation géométrique en trois dimensions, mais intègre également des informations riches et structurées sur les caractéristiques physiques et fonctionnelles de l'ouvrage. [7]

L'émergence du BIM s'inscrit dans une évolution progressive des outils de conception, depuis les plans dessinés à la main jusqu'aux maquettes numériques paramétriques. Cette évolution a été rendue possible par les progrès considérables dans les domaines de l'informatique, des algorithmes de modélisation et des capacités de stockage et de traitement des données. Parallèlement, l'essor d'Internet et des technologies de communication a facilité le partage et la collaboration autour de ces modèles numériques, ouvrant la voie à de nouvelles méthodes de travail collaboratives. (Benoit, 2018) [Au cœur de cette transformation numérique se trouve la maquette numérique, véritable jumeau virtuel de l'ouvrage à construire ou à rénover. Cette représentation numérique constitue désormais le support central d'information et de communication entre les différents intervenants d'un projet. Elle permet non seulement de visualiser l'ouvrage avant sa construction, mais aussi de simuler son comportement, d'anticiper les problèmes potentiels, d'optimiser les choix techniques et de faciliter la gestion du cycle de vie complet du bâtiment ou de l'infrastructure. [17]

## Problématique

La transformation numérique bouleverse profondément le secteur de la construction, remettant en cause les méthodes traditionnelles de conception et de gestion des projets. Face aux exigences accrues de précision, de coordination entre multiples acteurs et d'efficacité économique, le Building Information Modeling (BIM) apparaît comme une solution innovante permettant une modélisation avancée et une gestion centralisée des données. Cependant, l'intégration du BIM soulève des défis majeurs liés à l'interopérabilité, la formation des professionnels, ainsi que la standardisation des processus. L'utilisation de maquettes numériques offre des bénéfices prometteurs en termes de qualité, de productivité et de satisfaction des parties prenantes, mais nécessite une évolution profonde des pratiques existantes. Et c'est ainsi que se pose la question centrale suivante : **comment assurer la pérennité et la cohérence de la maquette numérique sur l'ensemble du cycle de vie d'un projet BIM, compte tenu des obstacles liés à l'interopérabilité, au travail collaboratif et à la gestion fiable des données ?**

# Plan du Mémoire

La présente mémoire est structurée en sept chapitres qui couvrent l'ensemble du processus d'étude et de modélisation structurelle dans un contexte BIM :

## Chapitre I : Maquette numérique (introduction au BIM)

Ce chapitre introduit le concept du Building Information Modeling (BIM), retracent son évolution historique et ses fondements théoriques.

Il explore les niveaux de maturité du BIM, les outils d'interopérabilité, ainsi que les acteurs clés impliqués dans sa mise en œuvre.

Enfin, il examine les tendances actuelles et futures de son adoption dans l'industrie AEC, illustrant sa contribution à l'intégrité de la maquette numérique.

## Chapitre II : Informations Générales sur le Projet

Il s'agit de recueillir les données essentielles nécessaires à la modélisation, notamment les **données architecturales, topographiques et géotechniques ...etc.**, les caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi que la description du système structural retenu.

## Chapitre III : Prédimensionnement des Éléments Structurels

Ce chapitre aborde le **prédimensionnement préliminaire** des éléments porteurs et secondaires du projet (poteaux, poutres, planchers, escaliers, acrotère), afin d'établir les dimensions initiales servant de base aux études analytiques ultérieures.

## Chapitre IV : Évaluation et Descente des Charges

Il traite de l'analyse des **charges permanentes (G) et d'exploitation (Q)** agissant sur la structure, ainsi que de la **descente des charges**, permettant de déterminer les sollicitations dans les différents éléments structuraux pour leur dimensionnement ultérieur.

## Chapitre V : Maquette Numérique – Application Pratique du Processus BIM

Ce chapitre illustre une **étude de cas concrète**, montrant comment appliquer la méthodologie BIM à travers les logiciels **Revit 2025** pour la modélisation et **Robot Structural Analysis 2025** pour l'analyse structurelle. L'accent est mis sur l'intégration fluide entre les phases de conception, analyse et retour d'information.

## Chapitre VI : Étude Sismique de la Maquette Numérique

Il porte sur l'application des nouvelles dispositions du **RPA 2024**, incluant les principes de conception parasismique, les critères de classification, les règles de calcul et les vérifications de sécurité, appliqués à la maquette structurelle étudiée.

## Chapitre VII : Calcul des Éléments Structurels

Dernier chapitre dédié à la **vérification de la résistance des éléments structuraux** selon les normes en vigueur, ainsi qu'à leur **ferraillage détaillé**, garantissant la conformité de la structure aux exigences de sécurité et de durabilité.

## Chapitre VIII: Calcul des éléments de l'infrastructure

Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée des éléments structurels de l'infrastructure du projet, notamment le radier et les voiles périphériques.

Il vise à analyser leur comportement structural et à déterminer le ferraillage approprié pour assurer leur stabilité et leur résistance.

**Annexe** : Détails de coffrage et ferraillage des éléments structurels

**Chapitre I**  
**Maquette numérique**  
**(Introduction au BIM)**

## Partie 1 : Concept du BIM : évolution, recherches et perspectives

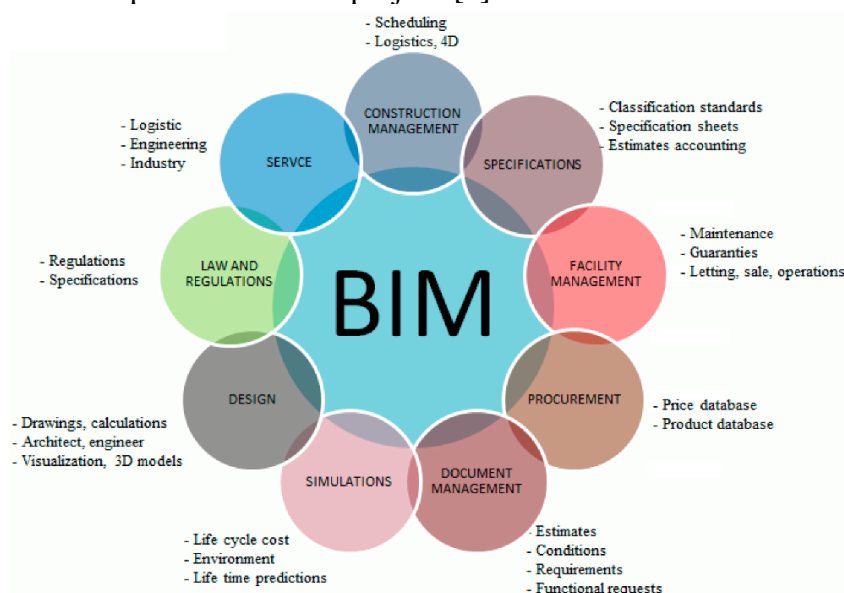
### I.1.1 Introduction (Contexte et importance du BIM dans l'industrie de la construction)

L'industrie de la construction connaît actuellement une transformation numérique majeure, avec l'adoption croissante du Building Information Modeling (BIM) comme méthodologie centrale. Cette évolution représente un changement de paradigme dans la façon dont les projets de construction sont conçus, réalisés et gérés. Le BIM n'est pas simplement un outil technologique, mais une approche collaborative qui révolutionne l'ensemble du cycle de vie des projets de construction. [1]

Traditionnellement, l'industrie de la construction a fonctionné en silos, avec différents acteurs travaillant de manière isolée, utilisant des fichiers différents et produisant des données distinctes. Cette approche fragmentée a souvent engendré des erreurs, des pertes de temps, des malfaçons et des dépassements de budget. Dans ce contexte, le BIM émerge comme une solution intégrée permettant de surmonter ces défis historiques. [2]

Le secteur du génie civil et plus particulièrement celui des structures, est particulièrement concerné par cette évolution. La complexité croissante des projets d'infrastructure, les exigences de durabilité, les contraintes budgétaires et temporelles, ainsi que la nécessité d'optimiser les performances des ouvrages, rendent l'adoption du BIM non seulement avantageuse mais de plus en plus indispensable. [3]

En effet, le BIM offre aux ingénieurs en structure la possibilité de modéliser, analyser et optimiser les éléments structuraux avec une précision sans précédent. Il permet également une coordination améliorée avec les autres disciplines, une détection précoce des conflits, une meilleure estimation des coûts et une visualisation plus claire des projets. Ces avantages contribuent à une prise de décision plus éclairée et à une exécution plus efficace des projets. [4]



*Figure I.1: Building Information Modeling (BIM) life cycle view.*

## I.1.2: Fondements du BIM (maquette numérique)

### I.1.2.1 Définition et concepts fondamentaux

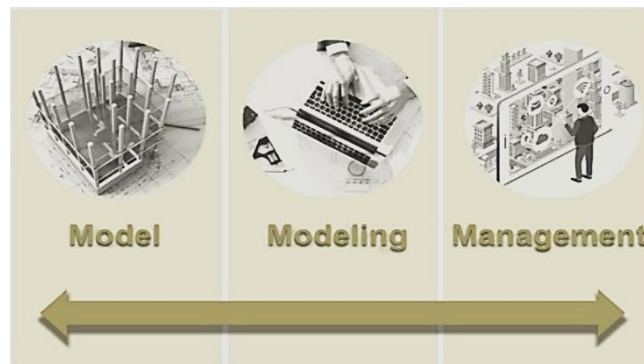
Le BIM, acronyme de **B**uilding **I**nformation **M**odeling (Modélisation des Informations du Bâtiment), représente bien plus qu'un simple outil de conception assistée par ordinateur. Il s'agit d'un processus collaboratif complet qui transforme la manière dont les projets de construction sont conçus, réalisés et gérés tout au long de leur cycle de vie. [18]

### I.1.2.2 Définition du BIM

Le BIM peut être défini comme un processus de travail collaboratif centré autour de la création et du partage de maquettes numériques intelligentes et renseignées. Ces maquettes facilitent la conception, la simulation, la visualisation et la construction des projets, tout en permettant d'optimiser la gestion et la maintenance des ouvrages après leur réalisation. [19]

Le terme BIM comporte trois interprétations importantes pour les trois lettres qui le composent :

- **B** pour Building (Bâtiment) : fait référence à la construction dans son sens large, englobant les bâtiments mais aussi les infrastructures et ouvrages d'art.
- **I** pour Information : représente l'ensemble des données et informations associées au projet, qui constituent la véritable valeur ajoutée du BIM.
- **M** peut signifier trois choses complémentaires :
  - a. **Model** (Maquette) : la nécessité de réunir toutes les données d'un ouvrage dans une maquette numérique structurée.
  - b. **Modeling** (Modélisation) : le processus de travail collaboratif permettant de mutualiser les expertises.
  - c. **Management** (Gestion) : la gestion de projet associée au cycle de vie d'une construction. [1]



*Figure I.2: Model, modeling, management.*

Le « National Building Information Modelling Standard » des États-Unis définit le BIM comme suit :

Le « BIM » est une représentation numérique des caractéristiques physiques et fonctionnelles d'un bâtiment. C'est une source de connaissances partageable pour information sur un projet formant une base fiable pour les décisions au cours de son cycle de vie, depuis la conception jusqu'à la démolition.

Une prémisses de base du BIM est la collaboration entre les intervenants du projet à différentes phases du cycle de vie du projet afin d'insérer, extraire, mettre à jour ou modifier les informations dans le modèle, pour soutenir et refléter les rôles de ces intervenants » (NIBS ver.3, 2015), voir figure I.3.



Figure I.3 : Vue d'un modèle BIM 3D, avec les informations sémantiques

### I.1.3 Principes fondamentaux du BIM

Le BIM repose sur plusieurs principes fondamentaux qui transforment l'approche traditionnelle de la construction :

**Collaboration** : Le BIM favorise une collaboration étroite entre tous les acteurs du projet (architectes, ingénieurs, entrepreneurs, maître d'ouvrage, etc.) autour d'un modèle partagé. [22]

**Interopérabilité** : La capacité des différents logiciels et systèmes à échanger des données de manière fluide est essentielle au BIM. Elle est notamment facilitée par des formats d'échange standardisés comme l'IFC (Industry Foundation Classes). [25]

**Ingénierie simultanée** : Contrairement à l'approche séquentielle traditionnelle, le BIM permet à différentes disciplines de travailler simultanément sur le même projet, réduisant ainsi les délais et améliorant la coordination. [2]

**Continuité informationnelle** : Les informations sont préservées et enrichies tout au long du cycle de vie du projet, assurant une transition fluide entre les différentes phases. [23]

**Approche systémique**: Le BIM considère le bâtiment ou l'infrastructure comme un système complexe dont tous les composants sont interconnectés et doivent être analysés dans leur globalité. [12]

### I.1.4 Historique et évolution du BIM

L'évolution du BIM s'inscrit dans une longue histoire de développement des outils numériques pour la construction, mais représente une rupture conceptuelle majeure par rapport aux approches précédentes. [1]

#### I.1.4.1 Les origines du concept

Les racines conceptuelles du BIM remontent aux années 1970, lorsque le professeur Charles M. Eastman de l'Université Carnegie Mellon a développé le concept de "Building Description System" (Système de Description du Bâtiment). Il décrivait déjà un système paramétrique capable de représenter des bâtiments en 3D avec une base de données intégrée - les fondements mêmes de ce qui deviendrait plus tard le BIM. [1]

Dans les années 1980, le terme "Building Product Model" (Modèle de Produit du Bâtiment) commence à être utilisé en Europe, tandis qu'aux États-Unis, on parle plutôt de "Building Information Model". C'est finalement l'expression "Building Information Modeling" qui s'imposera mondialement dans les années 2000, notamment grâce à son adoption par les principaux éditeurs de logiciels. [4]

#### I.1.4.2 L'évolution technologique

L'évolution du BIM est étroitement liée aux avancées technologiques en matière d'informatique et de modélisation 3D :

Années 1980-1990 : Apparition des premiers logiciels de CAO (Conception Assistée par Ordinateur) en 3D, comme ArchiCAD (1987) qui peut être considéré comme le premier logiciel BIM commercial. [1]

Années 1990-2000 : Développement de Revit (initialement par Revit Technology Corporation, puis racheté par Autodesk en 2002), qui introduit le concept de modélisation paramétrique dans l'industrie de la construction. [20]

Années 2000-2010 : Standardisation progressive avec le développement du format IFC par l'International Alliance for Interoperability (devenue building SMART), permettant l'échange de données entre différents logiciels. [19]

Années 2010-2020 : Démocratisation du BIM avec l'adoption de mandats BIM par plusieurs gouvernements (Royaume-Uni, Singapour, France, etc.) et le développement de plateformes collaboratives basées sur le cloud. [27]

Années 2020 et au-delà : Intégration du BIM avec d'autres technologies émergentes comme l'intelligence artificielle, l'Internet des Objets (IoT), la réalité augmentée et virtuelle, et les jumeaux numériques. [10]

#### I.1.4.3 L'adoption mondiale

L'adoption du BIM à l'échelle mondiale a connu une accélération significative au cours de la dernière décennie, sous l'impulsion de plusieurs facteurs :

**Mandats gouvernementaux** : Plusieurs pays ont mis en place des politiques rendant obligatoire l'utilisation du BIM pour les projets publics. Le Royaume-Uni a été pionnier en ce domaine avec son mandat BIM de 2016, suivi par de nombreux autres pays. [26]

**Pression économique :** La recherche d'efficacité et de réduction des coûts dans l'industrie de la construction a favorisé l'adoption de méthodologies plus performantes comme le BIM. [8]

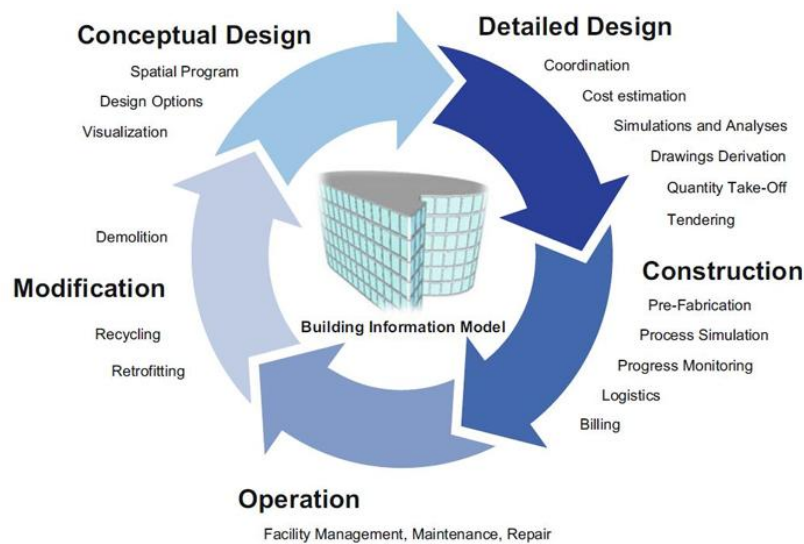
**Complexité croissante des projets :** L'augmentation de la complexité des projets de construction modernes rend les approches traditionnelles de plus en plus inadaptées. [6]

**Exigences de durabilité :** Les préoccupations environnementales et les réglementations associées nécessitent des outils d'analyse et d'optimisation plus sophistiqués que ceux disponibles dans les approches conventionnelles. [5]

### I.1.5 Procédures d'usage du BIM

Le BIM décrit à la fois le processus de création de tels maquettes numériques de la construction ainsi que le processus de maintenance, d'utilisation et d'échange tout au long de la durée de vie de l'installation construite, dans un esprit de travail collaboratif interne à une entreprise ou interprofessionnel.

La figure I.4, résume le processus de l'élaboration du modèle BIM imaginé par Borrmann (Borrmann et al., 2018), ainsi que les flux d'informations entre les différents intervenants.



**Figure I.4 :** Concept du processus BIM fait par Borrmann (Borrmann et al., 2018)

Généralisée de ce terme a été initiée par la société des logiciels Autodesk qui l'a utilisé pour la première fois dans un livre blanc (Autodesk, 2003). Ces dernières années, de nombreux logiciels ont été élaborés, dotés de puissantes fonctionnalités BIM, dont le concept issu de la recherche est désormais devenu une pratique industrielle établie.

Sur le plan pratique il n'y a pas de définition universelle sur les données que doit contenir ou fournir un modèle BIM. Le contenu des informations dépend principalement de l'objectif du modèle, suivant les cas d'utilisation pour lesquels il est créé.

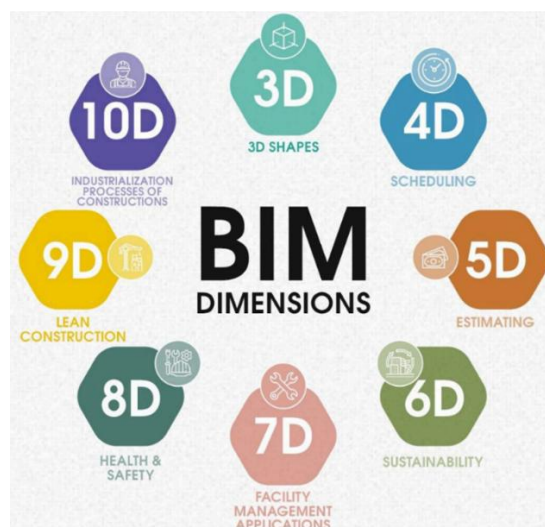
Tableau I.1 répertorie, à titre d'information, certains des cas d'utilisation les plus courants, la liste n'étant, en aucun cas, exhaustive. [7]

Cas d'utilisation	Description
Visualisation technique	Visualisation du modèle 3D comme base de travail lors des réunions de projet et relations publiques
Coordination entre les différentes disciplines	Fusion des modèles des différentes disciplines en un modèle global de coordination à des intervalles réguliers, afin de détecter les chevauchements et résoudre les conflits sémantiques
Elaboration des plans techniques	Elaboration de la majorité des plans détails pour la conception et la construction
Modèles d'analyse et de calcul basés sur le BIM	Utilisation des modèles BIM comme input dans les modèles de calcul et d'analyse structurale, énergétique, performance, lumière, fluides, etc...
Estimation du coût	Basé sur les modèles BIM, le coût détaillé du projet peut être facilement obtenu
Quantitatifs	Basé sur les modèles BIM, les devis quantitatifs peuvent être préparés systématiquement pour la construction
Planning de la construction Modèle 4 D	Liaison entre les missions et actions individuelles du modèle BIM avec les processus correspondant du planning de la construction
Simulation sur l'évolution du coût – Modèle 5 D	Liaison entre le modèle 4D et les coûts de fabrication et / ou d'achat des matériaux de bâtiment
Suivi de l'avancement du projet	Création et actualisation du modèle 4D – planning- pour refléter et suivre l'avancement de la construction à l'état réel du projet

*Tableau I.1 : Liste des cas d'utilisation des modèles BIM typiques (Borrmann et al., 2018)*

### I.1.6 Les différentes dimensions du BIM

Le concept de "dimensions" du BIM permet de comprendre les différents niveaux d'information et de fonctionnalité qui peuvent être intégrés dans un projet BIM. Chaque dimension ajoute une nouvelle couche d'information au modèle de base. [5]



*Figure I.5: dimensions du BIM*

**BIM 3D : La modélisation spatiale**

Le BIM 3D constitue la base de tout projet BIM. Il s'agit de la représentation géométrique tridimensionnelle de l'ouvrage, enrichie d'informations sur les propriétés des éléments. Cette dimension permet :

La visualisation complète du projet dans l'espace [20]

La détection des conflits spatiaux entre différents éléments (clash detection) [2]

La coordination entre les différentes disciplines (architecture, structure, MEP, etc.) [4]

La génération automatique de plans, coupes, élévations et détails cohérents [1]

Pour les ingénieurs en structure, le BIM 3D permet de modéliser avec précision les éléments structuraux (poutres, colonnes, dalles, fondations, etc.) et leurs connexions, facilitant ainsi l'analyse structurelle et la détection des interférences avec d'autres systèmes. [24]

**BIM 4D : L'intégration du temps**

Le BIM 4D ajoute la dimension temporelle au modèle 3D, en associant chaque élément à son planning de réalisation. Cette dimension permet :

La simulation du processus de construction dans le temps [4]

La visualisation de l'avancement prévu du chantier à différentes dates [9]

Précise des étapes de construction a été cruciale pour la réussite du projet. [9]

**BIM 5D : L'intégration des coûts**

Le BIM 5D intègre les informations de coûts au modèle, permettant une estimation et un suivi budgétaire précis. Cette dimension permet :

L'extraction automatique des quantités à partir du modèle [1]

L'estimation des coûts en temps réel lors des modifications [6]

L'analyse de différents scénarios et leur impact financier [16]

Pour les structures complexes, le BIM 5D aide à optimiser les choix de conception en fonction de leur impact sur les coûts. [4]

**BIM 6D : La durabilité et l'analyse énergétique**

Le BIM 6D se concentre sur les aspects de durabilité et d'efficacité énergétique du projet. Cette dimension permet :

La simulation des performances énergétiques du bâtiment

L'analyse du cycle de vie des matériaux et systèmes

L'optimisation de l'empreinte carbone

L'évaluation des certifications environnementales (LEED, BREEAM, HQE, etc.) [5]

**BIM 7D : gestion et facility management**

Le BIM 7D correspond à la gestion opérationnelle et à la maintenance du bâtiment et de ses composants tout au long du cycle de vie.

Quand on parle de cycle de vie, on ne peut ignorer les aspects de maintenance et de démantèlement ou de restauration du bâtiment.

**BIM 8D : la sécurité sur chantier**

Avec le BIM 8D, il est possible de visualiser le chantier avant la construction, ce qui rend l'analyse de tous les scénarios possibles plus facile et plus efficace pour prévenir les dangers et les criticités.

**BIM 9D : learn construction**

La dimension qui permet d'optimiser et de rationaliser toutes les étapes nécessaires à la phase de construction d'un ouvrage, grâce à la numérisation des processus.

**BIM 10D : industrialisation de la construction**

Visé à industrialiser et rendre plus productif le secteur de la construction grâce aux nouvelles technologies et à l'intégration de données physiques, commerciales, environnementales ou autres.

**I.1.7 Les niveaux de développement (LOD)**

Le concept de Level of Development (LOD) ou Niveau de Développement définit le degré de précision et de fiabilité des informations contenues dans les éléments d'un modèle BIM à différentes étapes du projet. Les niveaux généralement reconnus sont :



*Figure I.6 : Les niveaux de développement (LOD)*

**LOD 100 : Conception conceptuelle**, le modèle contient des formes et des contours de base. Exemple : Un bloc représentant un bâtiment sans détails supplémentaires comme des fenêtres ou des portes.

**LOD 200 : Conception schématique** Le modèle contient une géométrie approximative et des éléments génériques. Exemple : Des murs, des portes et des fenêtres introduits, mais toujours sans détails supplémentaires.

**LOD 300 : Conception détaillée** Les éléments sont représentés avec précision selon leurs dimensions réelles, matériaux et assemblages. Exemple : Une fenêtre avec son type de cadre et son vitrage

**LOD 350 : Prêt pour la construction** Le modèle montre des connexions et interfaces détaillées entre les composants. Exemple : Jonctions exactes entre les murs et les sols.

**LOD 400 : Fabrication et assemblage** Chaque détail du modèle est prêt pour la fabrication et l'installation. Exemple : Cadre en acier structurel avec détails des boulons et des soudures.

**LOD 500 : Modèle « tel que construit »** Représente l'état final du projet, reflétant la construction exacte. Exemple : Systèmes CVC installés avec données de maintenance. [29]

Pourquoi le LOD est-il important ?

#### **Phase de conception (LOD 100-200)**

Dans la phase initiale de conception, les modèles LOD 100 et 200 aident à visualiser les concepts et développer des idées. Ces modèles sont utiles pour les études de faisabilité et les approbations de conception préliminaires.

#### **Phase de construction (LOD 300-400)**

Une fois que la construction commence, vous travaillerez avec des modèles LOD 300 à 400. Ces modèles détaillés fournissent toutes les informations techniques dont les entrepreneurs ont besoin pour s'assurer que la construction se déroule sans heurts et dans les délais impartis.

**Post-construction (LOD 500)** Après l'achèvement du bâtiment, le modèle LOD 500 sera utilisé par l'équipe de gestion des installations pour la maintenance et les futures rénovations. Ce modèle montre l'état réel du bâtiment tel qu'il a été construit, évitant ainsi toute incertitude dans l'entretien de l'espace. [29]

Pour les structures, ces niveaux définissent par exemple la précision avec laquelle les armatures dans le béton ou les assemblages métalliques sont modélisés aux différentes phases du projet.

### **I.1.8 Normes et standards internationaux liés au BIM**

L'efficacité du BIM repose en grande partie sur la standardisation des processus et des formats d'échange. Plusieurs normes et standards ont été développés pour faciliter l'interopérabilité et la collaboration dans les projets BIM.

#### **I.1.8.1 Le format IFC (Industry Foundation Classes)**

L'IFC est un format de fichier ouvert, neutre et standardisé, développé par building SMART International pour faciliter l'interopérabilité entre les différents logiciels BIM. Ses caractéristiques principales sont : [7]

- Format non-propriétaire permettant l'échange de données entre différentes plateformes
- Structure de données orientée objet, reflétant la nature des éléments de construction
- Capacité à transporter des informations géométriques et non-géométriques
- Évolution constante pour s'adapter aux besoins de l'industrie (IFC2x3, IFC4, IFC4.3 pour les infrastructures)

L'IFC est particulièrement important pour les projets de génie civil impliquant de nombreux intervenants utilisant différents logiciels. [1,13]

#### **I.1.8.2 La norme ISO 19650**

La norme ISO 19650 "Organisation et numérisation des informations relatives aux bâtiments et ouvrages de génie civil" est devenue la référence internationale pour la gestion de l'information dans les projets BIM. Elle définit : [14.29]

- Les principes et concepts pour la gestion de l'information tout au long du cycle de vie
- Les processus de production, d'échange et de gestion collaborative des informations
- Les rôles et responsabilités des différents acteurs
- Les exigences en matière d'environnement commun de données (CDE - Common Data Environment)

Cette norme, adoptée dans de nombreux pays, fournit un cadre cohérent pour la mise en œuvre du BIM dans les projets de construction et d'infrastructure. [14.29]

### I.1.8.3 Les protocoles BIM nationaux

De nombreux pays ont développé leurs propres protocoles et guides BIM pour adapter les standards internationaux à leurs contextes spécifiques : [10]

- **Royaume-Uni** : UK BIM Framework (anciennement BIM Level 2)
- **France** : Plan BIM 2022 et convention BIM type de MINnD (Modélisation des Informations Interopérables pour les Infrastructures Durables)
- **Allemagne** : Planen Bauen 4.0
- **Singapour** : Singapore BIM Guide
- **États-Unis** : National BIM Standard-United States (NBIMS-US)

Ces protocoles nationaux définissent souvent des exigences spécifiques pour les projets publics et fournissent des cadres adaptés aux pratiques locales de l'industrie de la construction.

## Partie 2: Le BIM appliqué au génie civil et aux structures

### I.2.1 Applications spécifiques en génie civil

Le BIM, initialement développé pour le secteur du bâtiment, s'est progressivement étendu au domaine du génie civil et des infrastructures, apportant des bénéfices considérables à ce secteur caractérisé par des projets de grande envergure, complexes et s'étendant sur de vastes zones géographiques. [2,4,8]

### I.2.2 Domaines d'application en génie civil

Le BIM trouve des applications dans tous les grands domaines du génie civil :

#### *Infrastructures routières et autoroutières*

Dans ce domaine, le BIM permet : [4,15,22]

- La modélisation précise du tracé et du profil des routes
- L'optimisation des terrassements et des mouvements de terre
- La coordination des réseaux enterrés avec la structure de la chaussée
- La simulation du comportement hydraulique des ouvrages de drainage
- La planification précise des phases de construction pour minimiser l'impact sur le trafic

#### *Ouvrages d'art (ponts, viaducs, tunnels)*

Pour ces structures complexes, le BIM offre :

- Une modélisation détaillée des éléments structuraux et de leurs connexions

- Une analyse précise du comportement structural sous différentes charges
- Une coordination optimisée entre la structure et les équipements (éclairage, signalisation, etc.)
- Une planification minutieuse des séquences de construction
- Un suivi précis de l'état de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie

#### *Infrastructures hydrauliques et environnementales*

Dans ce secteur, le BIM facilite :

- La modélisation des réseaux d'eau potable, d'assainissement et de drainage
- La simulation des écoulements et du comportement hydraulique
- L'optimisation énergétique des stations de pompage et de traitement
- La gestion des impacts environnementaux
- La planification de la maintenance des installations

#### *Aménagements urbains et espaces publics*

Le BIM permet d'optimiser :

- L'intégration des différents réseaux urbains (eau, électricité, télécommunications)
- La coordination entre les infrastructures souterraines et de surface
- L'analyse des flux de circulation et de personnes
- L'évaluation de l'impact visuel et environnemental
- La gestion des phases de travaux pour minimiser les perturbations

L'analyse structurelle est l'un des domaines où le BIM apporte une valeur ajoutée considérable, en permettant une intégration plus fluide entre la modélisation et l'analyse, ainsi qu'une meilleure coordination entre les ingénieurs structures et les autres disciplines. [1]

### **I.2.3 Intégration de la modélisation et de l'analyse**

Traditionnellement, l'analyse structurelle nécessitait la création de modèles analytiques distincts des modèles de conception, entraînant des duplications d'efforts et des risques d'incohérence. Le BIM permet de surmonter cette séparation de plusieurs façons : [1,3]

**2. Modèles analytiques automatiques** : Les logiciels BIM peuvent générer automatiquement des modèles analytiques à partir des modèles physiques, garantissant leur cohérence.

**3. Bidirectionnalité** : Les modifications apportées au modèle analytique peuvent être répercutées dans le modèle physique et vice versa, assurant une synchronisation constante.

**4. Paramétrage intelligent** : Les propriétés structurelles (sections, matériaux, conditions aux limites) sont définies une seule fois et partagées entre les modèles physiques et analytiques.

**5. Vérification de cohérence** : Des outils automatisés permettent de vérifier la cohérence entre les modèles physiques et analytiques, identifiant rapidement les divergences.

Cette intégration réduit considérablement le temps nécessaire pour passer de la conception à l'analyse et améliore la fiabilité des résultats en éliminant les erreurs de transcription manuelle. [1,3]

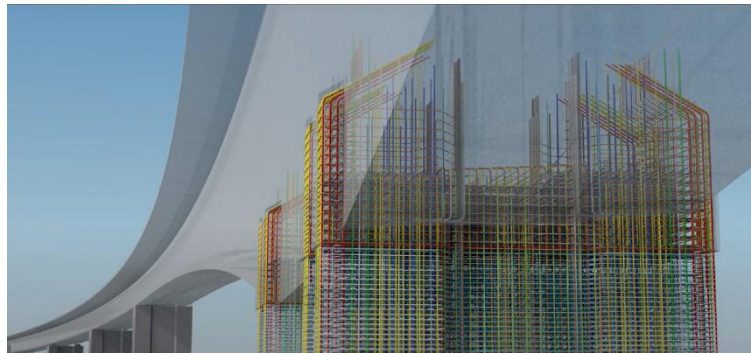
### I.2.3.1 Cas d'application en génie civil

L'utilisation du BIM pour l'analyse structurelle trouve de nombreuses applications en génie civil :

#### *Ponts et viaducs*

- Analyse du comportement sous charges de trafic et environnementales
- Simulation des effets dynamiques (vent, séismes)
- Optimisation des séquences de construction (méthode de lancement, construction par encorbellements successifs)
- Analyse du comportement à long terme (fluage, retrait) [3,4,21]

Le pont de Randselva illustre parfaitement cette application, avec un modèle BIM comprenant 250 câbles de post-tension et plus de 200 000 barres d'armature, permettant une analyse structurelle complète et précise.

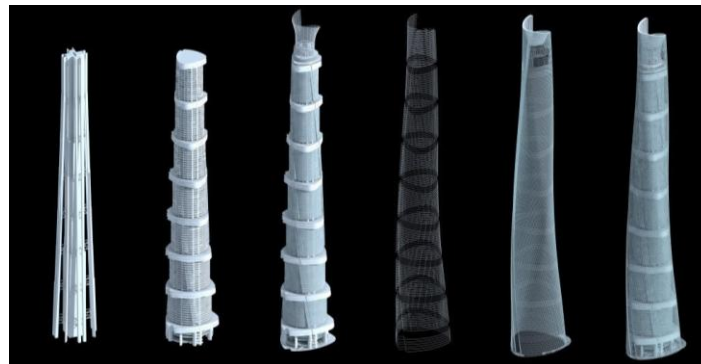


*Figure I.7 : Randselva bridge*

#### *Bâtiments de grande hauteur*

- Analyse du comportement sous charges latérales (vent, séismes)
- Optimisation des systèmes de contreventement
- Analyse des interactions sol-structure
- Simulation du comportement des noyaux rigides et des systèmes de façade [3,24]

La Tour Shanghai, mentionnée dans les études de cas, démontre l'utilité du BIM pour l'analyse structurelle des gratte-ciels, avec une coordination optimisée entre les systèmes structuraux et les autres disciplines. [24]



*Figure I.8: tour de Shanghai*

### Structures spéciales

- Analyse des structures à géométrie complexe (coques, structures tendues)
- Simulation du comportement des structures mixtes (acier-béton)
- Optimisation des structures légères et des structures à grande portée
- Analyse des structures historiques pour la rénovation

Le bâtiment de l'Emerson College à Los Angeles, avec sa forme architecturale audacieuse, illustre l'utilisation du BIM pour l'analyse de structures non conventionnelles.

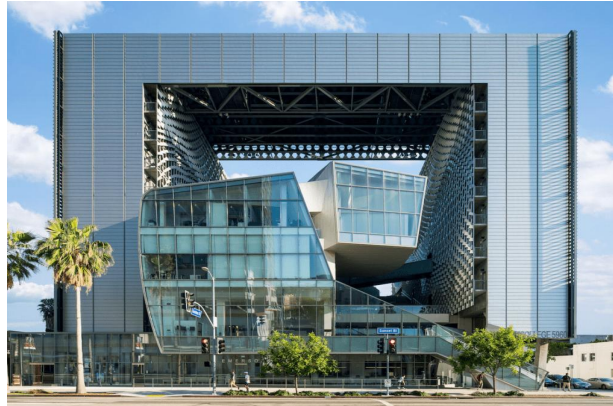


Figure I.9: Emerson College à Los Angeles

## I.2.4 Logiciels BIM spécialisés pour les structures

Le marché des logiciels BIM pour les structures s'est considérablement développé ces dernières années, offrant une gamme d'outils spécialisés adaptés aux besoins spécifiques des ingénieurs en structure.

### I.2.4.1 Logiciels de modélisation structurelle

Ces logiciels permettent de créer des modèles BIM détaillés des éléments structuraux : [15]



Figure I.10 : logiciels de modélisation structurelle

### Autodesk Revit Structure

- Modélisation paramétrique des éléments structuraux
- Bibliothèques extensives de familles d'éléments structuraux

- Génération automatique de plans et détails
- Interopérabilité avec les logiciels d'analyse structurelle
- Coordination multidisciplinaire avec les autres modules Revit

#### *Tekla Structures*

- Spécialisé dans la modélisation détaillée des structures
- Particulièrement performant pour les structures métalliques et préfabriquées
- Capacités avancées de détail des armatures et connexions
- Génération automatique des plans d'exécution et de fabrication
- Gestion des phases de construction

#### *Allplan Engineering*

- Modélisation paramétrique des structures en béton armé
- Outils spécialisés pour le ferrailage
- Génération automatique des plans de coffrage et d'armatures
- Calcul automatique des quantités
- Interopérabilité avec les logiciels d'analyse

#### *IDEA StatiCa*

- Spécialisé dans l'analyse et la conception des connexions structurelles
- Modélisation détaillée des assemblages métalliques et mixtes
- Analyse par éléments finis des connexions
- Vérification selon différents codes (Eurocodes, AISC, etc.)
- Interopérabilité avec les principaux logiciels de modélisation structurelle

### I.2.4.2 Logiciels d'analyse structurelle

- Ces logiciels se concentrent sur l'analyse et le dimensionnement des structures : [15]



*Figure I.11 : logiciels d'analyse structurelle*

#### *Robot Structural Analysis*

- Analyse par éléments finis des structures
- Large bibliothèque d'éléments structuraux
- Vérification selon différents codes nationaux et internationaux
- Interopérabilité bidirectionnelle avec Revit
- Analyse dynamique et sismique avancée

#### *SAP2000*

- Analyse linéaire et non linéaire des structures

- Modélisation paramétrique des éléments structuraux
- Bibliothèque étendue de sections et matériaux
- Analyse modale et spectrale
- Interopérabilité avec les logiciels BIM via IFC

#### *RFEM/RSTAB*

- Analyse des structures 2D et 3D
- Modélisation paramétrique avancée
- Modules spécialisés pour différents matériaux et types de structures
- Vérification selon les Eurocodes et autres normes internationales
- Interopérabilité avec les logiciels de modélisation BIM [15]

#### *ETABS*

- Spécialisé dans l'analyse des bâtiments
- Modélisation automatisée des systèmes de planchers et murs
- Analyse sismique avancée
- Dimensionnement des éléments en béton armé, acier et bois
- Interopérabilité avec les logiciels BIM

### **I.2.4.3 Logiciels de détail et de fabrication**

Ces logiciels permettent de passer du modèle BIM à la fabrication et à l'exécution : [15,21]



*Figure I.12 : logiciels de détail et de fabrication*

#### *Advance Steel*

- Détail des structures métalliques
- Génération automatique des plans d'atelier et de montage
- Création des fichiers pour les machines à commande numérique
- Interopérabilité avec Revit et AutoCAD
- Bibliothèques de connexions paramétriques

#### *Tekla Structural Designer*

- Analyse et dimensionnement des structures
- Optimisation des sections et des matériaux
- Vérification selon différents codes nationaux
- Interopérabilité bidirectionnelle avec Tekla Structures
- Génération automatique des notes de calcul

*GRAITEC Advance*

- Suite intégrée pour la modélisation, l'analyse et de détail
- Modules spécialisés pour le béton armé et l'acier
- Génération automatique des plans d'exécution
- Interopérabilité avec les principaux logiciels BIM
- Vérification selon les Eurocodes et autres normes

**I.2.4.4 Plateformes de collaboration et de coordination**

Ces outils facilitent la collaboration entre les différentes disciplines : [15,24]



*Figure I.13 : plateforme de collaboration BIM*

*Navisworks*

- Agrégation de modèles de différentes sources
- Détection des collisions entre éléments structuraux et autres disciplines
- Simulation 4D (planification temporelle)
- Quantification et estimation des coûts
- Visualisation avancée et navigation dans le modèle

*BIMcollab*

- Gestion des problèmes et des collisions
- Coordination entre les différentes disciplines
- Validation des modèles
- Suivi des modifications et des résolutions
- Compatible avec les principaux logiciels BIM

*Solibri Model Checker*

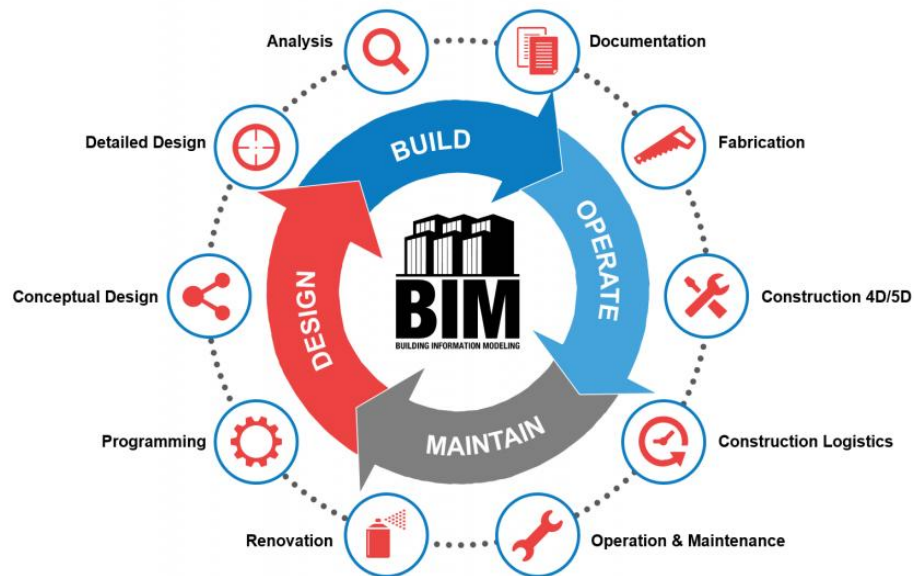
- Vérification de la qualité des modèles
- Détection des collisions et des incohérences
- Validation selon des règles personnalisables
- Extraction d'informations et de quantités
- Coordination multidisciplinaire

**I.2.5 Processus BIM pour les projets de structures**

La mise en œuvre efficace du BIM dans les projets structurels nécessite des processus bien définis, adaptés aux spécificités de cette discipline et aux différentes phases du projet.

### I.2.5.1 Cycle de vie BIM d'un projet structurel

Le BIM accompagne le projet structurel tout au long de son cycle de vie, avec des objectifs et des niveaux de détail spécifiques à chaque phase : [1,14]



*Figure I.14 : cycle de vie BIM d'un projet structurel*

#### *Phase de programmation et conception préliminaire*

- Définition des exigences structurelles du projet
- Modélisation conceptuelle des principaux éléments porteur
- Études de faisabilité structurelle
- Évaluation préliminaire des options structurelles
- Niveau de développement (LOD) typique : 100-200

#### *Phase de conception détaillée*

- Modélisation détaillée de tous les éléments structuraux
- Analyse structurelle complète
- Dimensionnement des éléments selon les normes applicables
- Coordination avec les autres disciplines (architecture, MEP)
- Niveau de développement (LOD) typique : 300

#### *Phase de documentation d'exécution*

- Détail complet des éléments structuraux
- Modélisation des armatures et connexions
- Génération des plans d'exécution
- Préparation des documents pour appel d'offres
- Niveau de développement (LOD) typique : 350-400

#### *Phase de construction*

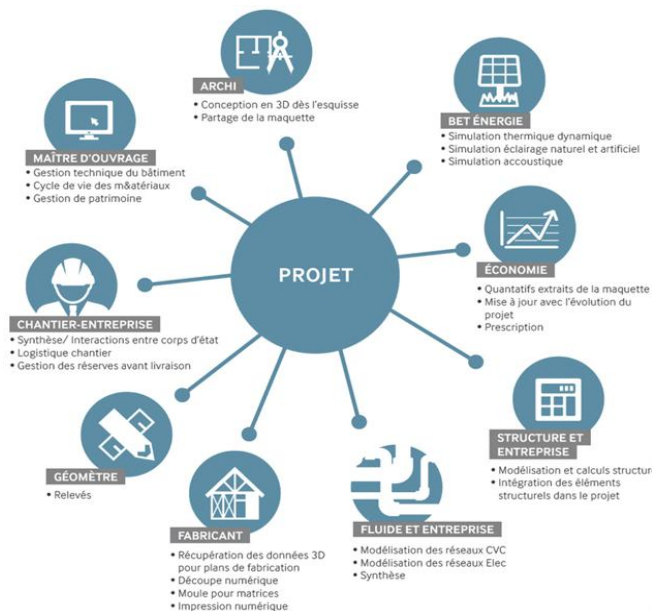
- Mise à jour du modèle selon les modifications en cours de chantier

- Utilisation du modèle pour la préfabrication
- Suivi de l'avancement de la construction
- Contrôle qualité par comparaison avec le modèle
- Niveau de développement (LOD) typique : 400

#### *Phase d'exploitation et maintenance*

- Finalisation du modèle "tel que construit" (as-built)
- Intégration des informations pour la maintenance
- Documentation des modifications apportées pendant la construction
- Préparation du modèle pour la gestion des actifs
- Niveau de développement (LOD) typique : 500

### I.2.5.2 Rôles et responsabilités dans un projet BIM structurel



**Figure I.15** : acteurs intervenants dans un projet BIM

La mise en œuvre efficace du BIM nécessite une définition claire des rôles et responsabilités :

#### *BIM Manager*

- Définition et mise en œuvre de la stratégie BIM du projet
- Élaboration du plan d'exécution BIM (BEP)
- Coordination générale du processus BIM
- Gestion de l'environnement commun de données (CDE)
- Résolution des problèmes d'interopérabilité [14]

#### *Ingénieur structure BIM*

- Création et développement du modèle structurel
- Coordination avec les autres disciplines
- Réalisation des analyses structurelles

- Mise à jour du modèle en fonction des résultats d'analyse
- Production de la documentation technique [1,3,14]

#### *Coordinateur BIM structure*

- Vérification de la qualité du modèle structurel
- Détection et résolution des conflits
- Coordination avec les autres disciplines
- Suivi de l'avancement de la modélisation
- Préparation des modèles pour les revues de projet [14]

### **I.2.5.3 Processus collaboratifs**

La collaboration est au cœur du BIM et nécessite des processus bien définis :

#### *Environnement commun de données (CDE)*

- Plateforme centralisée pour le stockage et le partage des modèles
- Gestion des versions et de l'historique des modifications
- Contrôle des accès et des droits de modification
- Processus de validation et d'approbation des modèles
- Traçabilité des décisions et des échanges [14]

#### *Réunions de coordination BIM*

- Sessions régulières de revue des modèles
- Détection et résolution collaborative des conflits
- Prise de décisions concernant les interfaces entre disciplines
- Suivi de l'avancement et des problèmes en suspens
- Documentation des décisions prises [14]

#### *Processus de détection et résolution des conflits*

- Identification automatique des interférences entre éléments
- Classification des conflits par priorité et impact
- Attribution des responsabilités pour la résolution
- Suivi de l'état des conflits jusqu'à leur résolution
- Documentation des solutions adoptées [1,14,24]

#### *Gestion des demandes d'information (RFI)*

- Processus formalisé pour les questions techniques
- Intégration des RFI dans l'environnement BIM
- Liaison des RFI avec les éléments concernés du modèle
- Suivi de l'état des RFI et des délais de réponse
- Documentation des réponses et des impacts sur le modèle [14]

### I.2.5.4 Plan d'exécution BIM (BEP) pour les projets structurels

Le Plan d'Exécution BIM est un document essentiel qui définit comment le BIM sera mis en œuvre dans un projet spécifique :

*Contenu typique d'un BEP pour un projet structurel [14]*

#### 6. Informations générales du projet

- Description du projet et des parties prenantes
- Usages BIM prévus pour la partie structurelle

#### 7. Organisation et rôles

- Définition de l'équipe BIM et des responsabilités
- Processus de prise de décision

#### 8. Processus BIM

- Workflow détaillé pour chaque phase du projet, et Processus d'échange d'informations
- Procédures de coordination et de validation

#### 9. Exigences techniques

- Logiciels et versions à utiliser, Formats d'échange et protocoles
- Niveaux de développement (LOD) par phase et par élément

#### 10. Gestion de l'information

- Structure de l'environnement commun de données
- Sécurité et sauvegarde des données
- Archivage et conservation des modèles

#### 11. Livrables BIM

- Liste détaillée des livrables par phase
- Calendrier de livraison

#### 12. Contrôle qualité

- Procédures de vérification des modèles
- Processus de correction et d'amélioration
- Audits et revues de qualité

## 3 : Conclusion

Le BIM représente une opportunité sans précédent pour transformer l'industrie du génie civil, historiquement caractérisée par une faible productivité et une adoption lente des innovations. Cette méthodologie offre les outils pour concevoir, construire et gérer des infrastructures plus performantes, plus durables et mieux adaptées aux besoins des sociétés modernes.

Les défis restent nombreux, mais les succès déjà obtenus dans des projets emblématiques démontrent que les bénéfices justifient largement les efforts nécessaires. L'avenir du génie civil sera incontestablement numérique, collaboratif et intégré - en un mot, il sera BIM.

Pour les ingénieurs en structure et en génie civil, cette évolution représente à la fois un défi à relever et une opportunité à saisir. Ceux qui sauront combiner l'expertise technique traditionnelle avec les compétences numériques émergentes seront les mieux positionnés pour façonner l'avenir de cette profession essentielle.

# **Chapitre II**

## **Informations Générales sur le Projet**

## II.1. Introduction :

Le projet objet d'étude de ce mémoire vise à élaborer une maquette structurelle qui sera intégrée au sein de la maquette numérique générale du projet BIM. Cette démarche s'inscrit dans une logique de coordination et d'optimisation des différentes phases de conception. Elle repose sur une collecte exhaustive d'informations provenant des exigences techniques des divers intervenants. L'architecte apporte les contraintes liées à l'esthétique et à la fonctionnalité des espaces. Le laboratoire géotechnique fournit les données relatives aux caractéristiques du sol. Le topographe contribue avec les relevés précis du terrain. Les spécialistes MEP (mécanique, électricité, plomberie) et VRD (voirie et réseaux divers) informent sur les réseaux techniques et les infrastructures extérieures. En parallèle, des informations détaillées sur les matériaux et leurs caractéristiques et les techniques de construction sont intégrées.

Ces données permettent de garantir la fiabilité, la performance et la constructibilité de la structure. L'ensemble de ces éléments constitue la base essentielle à la modélisation précise et cohérente du projet.

## II.2. Présentation du projet :

Le projet objet d'étude est un bâtiment en béton armé à vocation hôtelière, organisé sur une hauteur de R+9 avec un niveau de sous-sol (cave). Il est implanté dans la commune de Ras El Oued, wilaya de Bordj Bou Arreridj. Selon les règles parasismiques algériennes RPA 2024 (article 3.1), cette zone est classée en **Zone IV**, caractérisée par une sismicité moyenne à élever.



*Figure II-1 : image rendue de la façade principale de la maquette numérique*

La capacité estimée de l'hôtel est de **700 personnes simultanées**, soit plus de **300 personnes par bloc**. Avec une hauteur totale de **39,40 mètres**, inférieure à la limite réglementaire de **48 mètres**, le bâtiment est classé dans la catégorie **Groupe 1B** : il s'agit de bâtiments d'habitation collective ou de bureaux dont l'importance est jugée moyenne, et dont la hauteur ne dépasse pas 48 mètres.

## II.3. Informations du bâtiment :

### II.3.1. Informations architecturales :

La volumétrie du projet adopte une configuration compacte, constituée de deux volumes distincts reliés par un joint de rupture, assurant ainsi la stabilité structurelle face aux contraintes environnementales.

#### Dimensions en élévation :

- Hauteur de sous-sol (cave) ..... h= 3.30 m
- Hauteur de Rez-De Chaussé ..... h= 3.90 m
- Hauteur de 1<sup>er</sup> étage ..... h= 3.90 m
- Hauteur de étages courants de 2<sup>eme</sup> au 8<sup>eme</sup> étage..... h= 3.30 m
- Hauteur d'étage technique..... h= 2.20 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère ..... h= 39.40 m

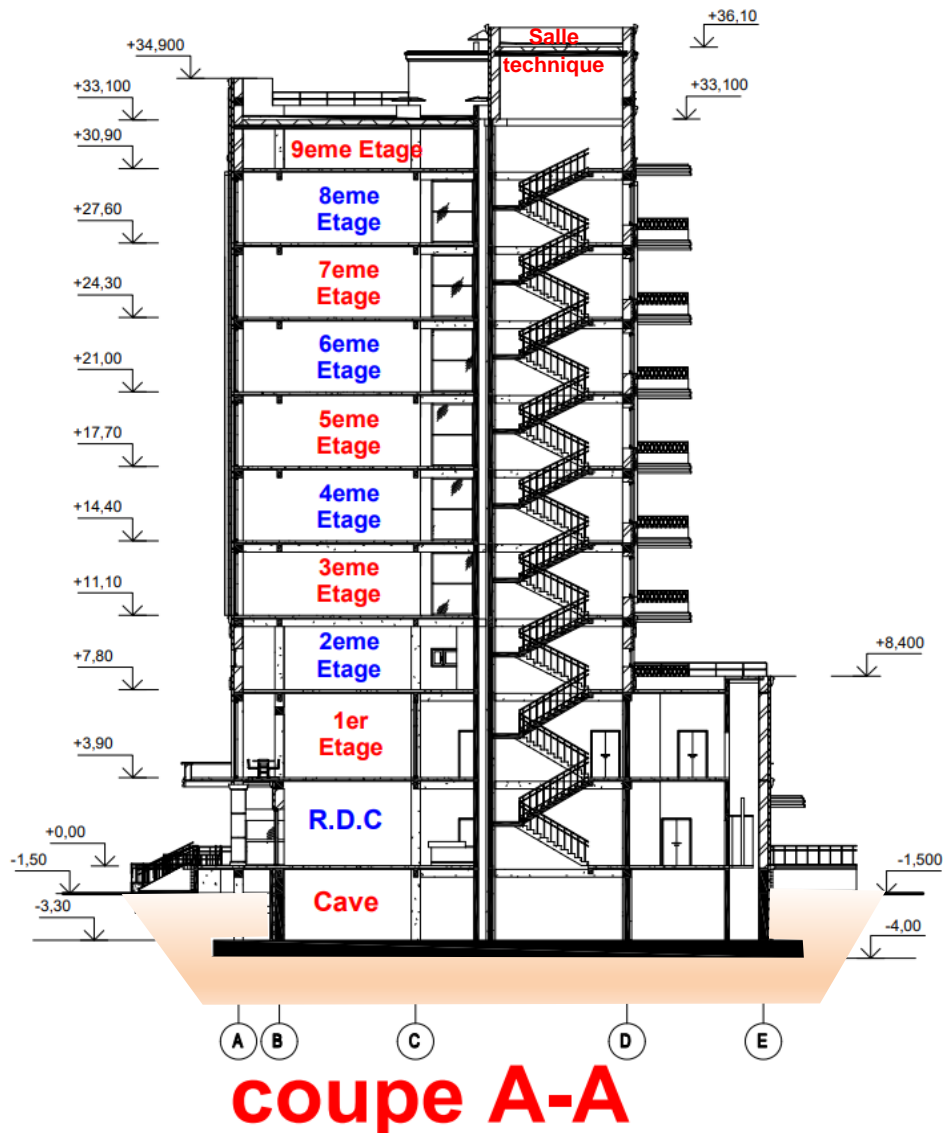


Figure II-2 : coupe transversale avec les niveaux du projet

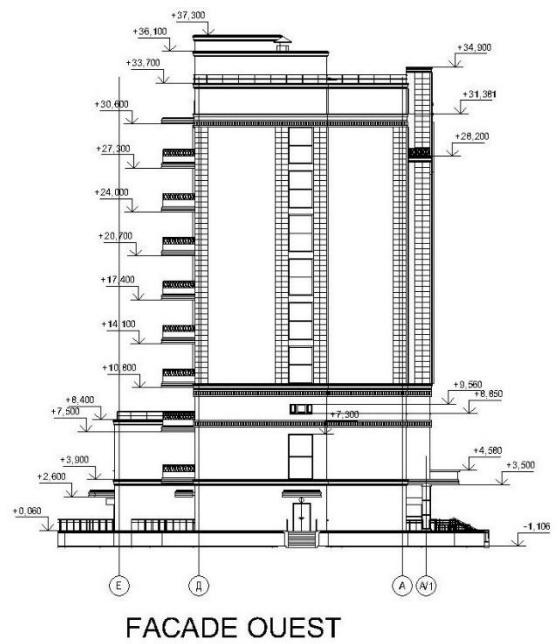
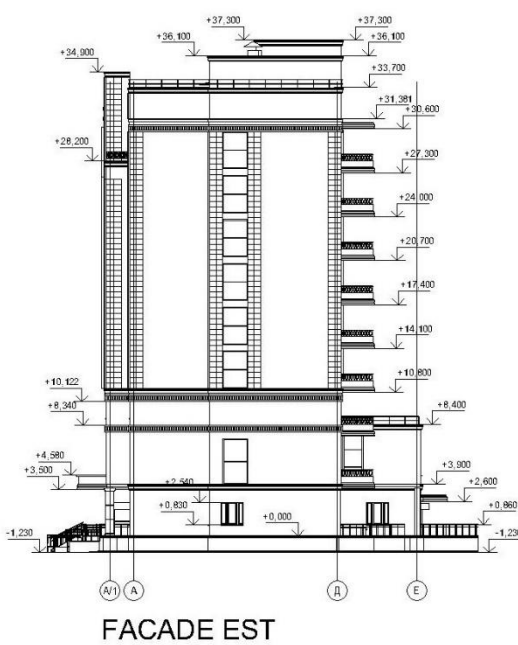
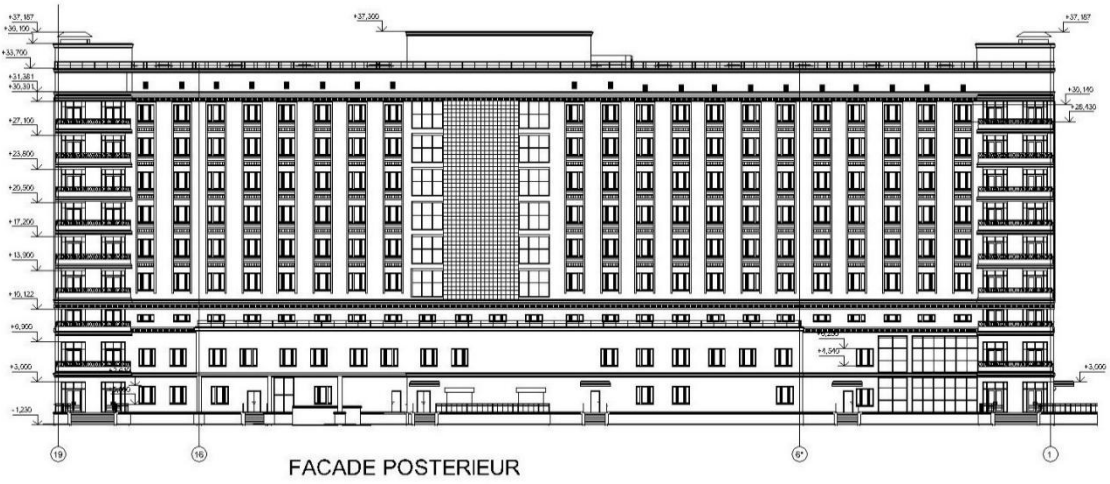
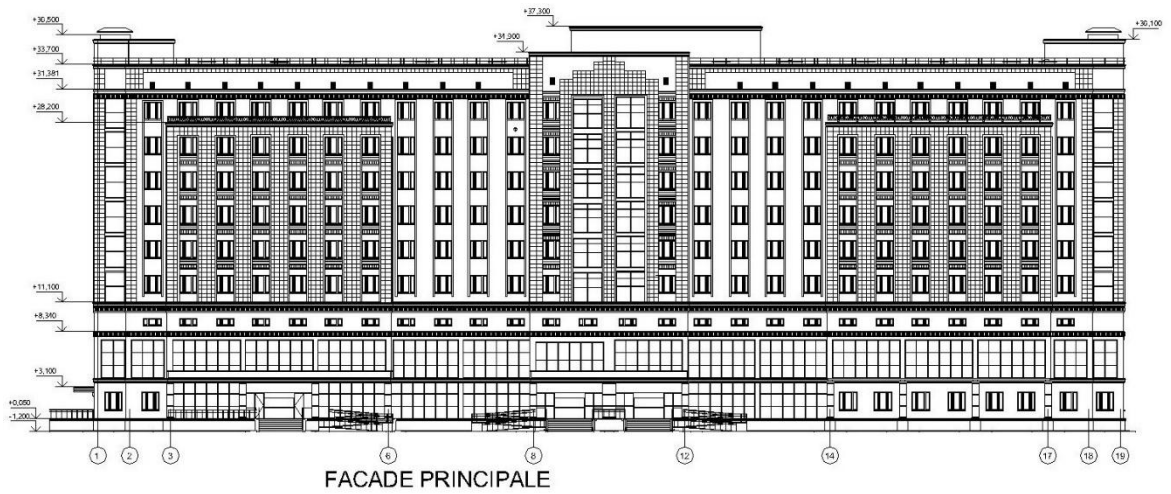
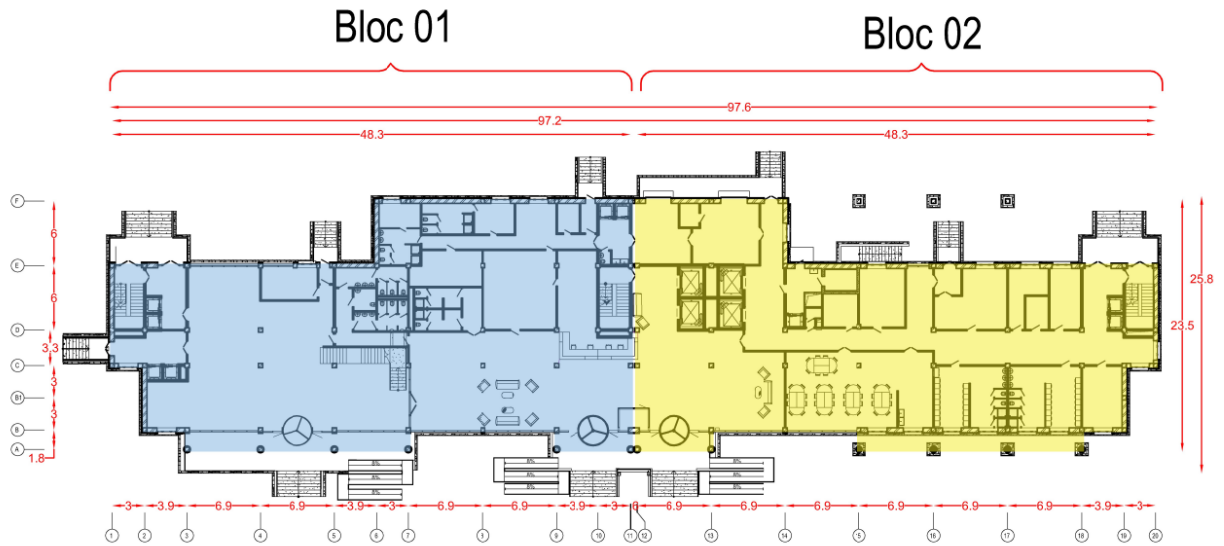


Figure II-3 : vues en élévation des façades de l'hôtel

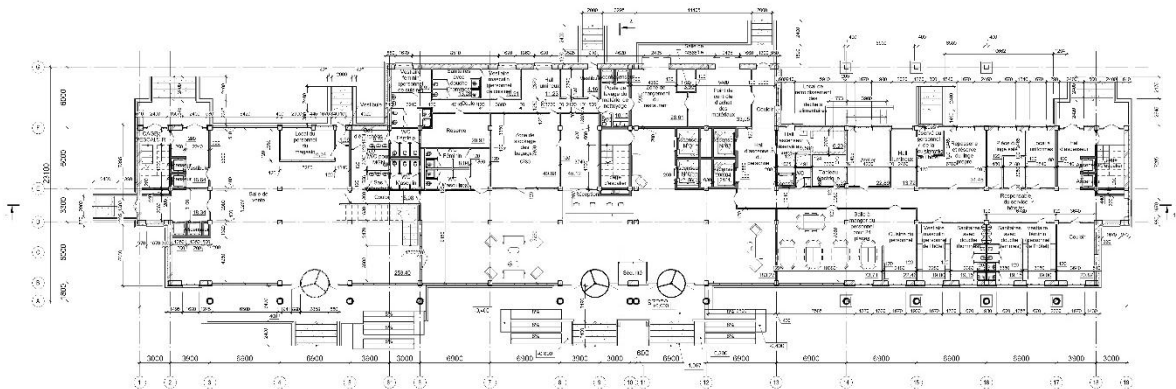
**Dimensions en plan :**

- Dimensions totales :
- Longueur du bâtiment : .....  $L_x = 97.60 \text{ m.}$
- Largeur du bâtiment : .....  $L_y = 25.80 \text{ m.}$

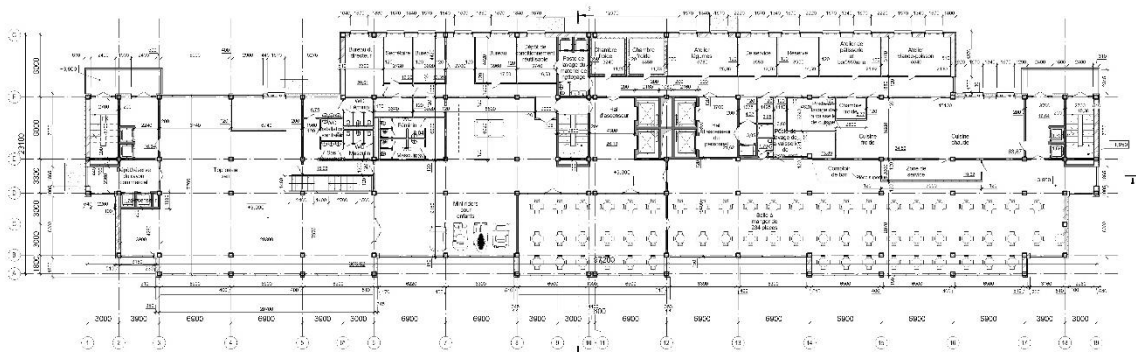


**PLAN R.D.C**

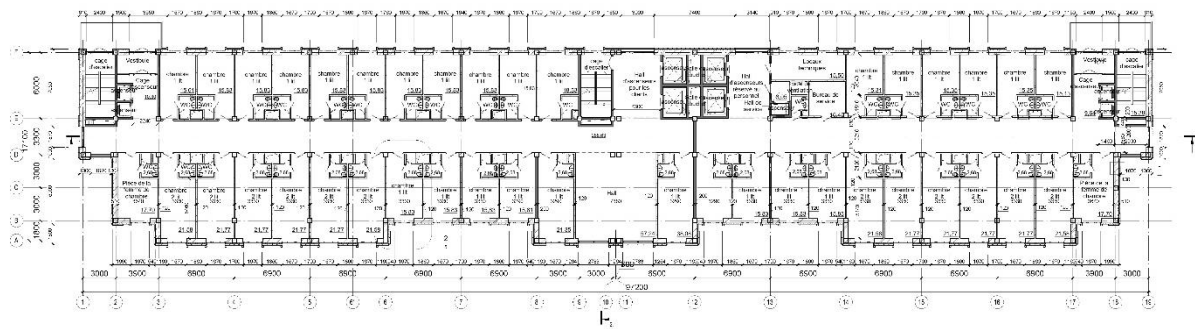
- *Figure II-4 : coupe transversale avec les niveaux du projet*



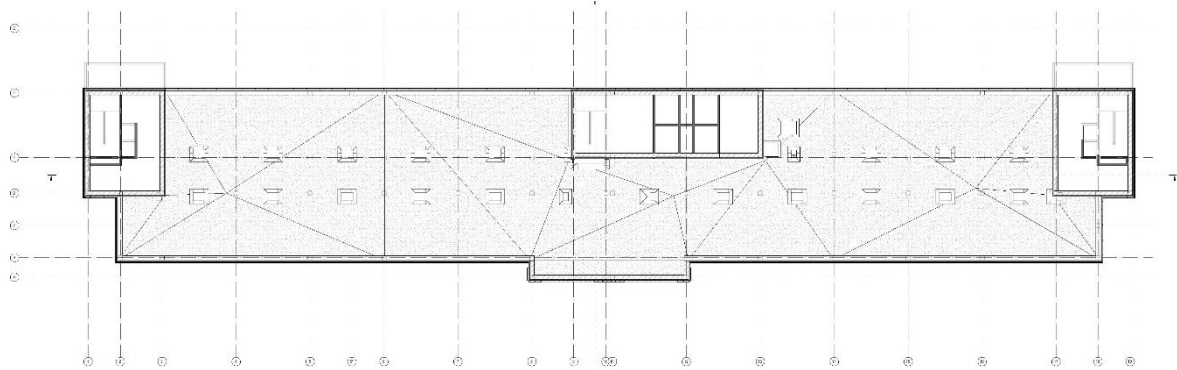
*Vue en plan R.D.C*



*Vue en plans 1<sup>er</sup> étage*



Vues en plans étages courants



Vues en plan Terrasse

Figure II-5 : vues en plans de divers niveaux suivant la fonction de l'hôtel

- Dimensions Bloc 01(entre axes) de même pour le Bloc 02 :
- Longueur : .....  $L_x = 48.30 \text{ m}$ .
- Largeur : .....  $L_y = 23.50 \text{ m}$ .

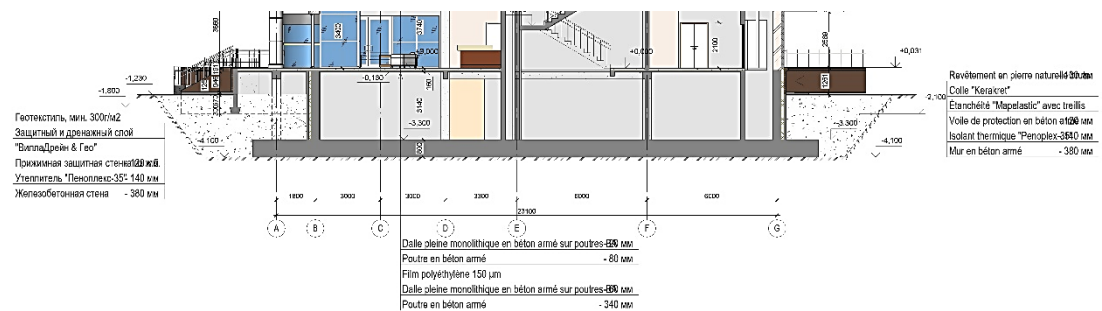
II.3.2. Informations géotechniques

Le site dans sa globalité, situé ras el oued, wilaya de bordj Bou Arreridj.

Il s'agit d'un terrain en pente douce ne laissant apparaître aucune difficulté, pour aménager des plates formes sans aucun indice de de mouvement de terrain, ce qui dénote un potentiel naturel de stabilité acquise.

À ce titre, nous préconisons la disposition constructive suivantes :

- Pour un projet contenant un étage sous terrain, on adopte un radier général
- Ancrer à une profondeur de 2.8m, à partir de niveau de sol
- Retenir une contrainte admissible de  $(Q_{adm}) = 3.1 \text{ bars}$  a une hauteur de 2.00 m
- Coefficient de raideur  $K = 6120 \text{ t/m}^3$



- Figure II-6: coupe sur le niveau sous-sol

Suivant les données des paramètres physique du sol issus des essais de laboratoire on affirme que le terrain est classé dans la (catégorie S2) de la nomenclature.

Vis-à-vis l'agressivité faible du sol vis-à-vis du béton de fondations, il suffit d'utiliser un ciment ordinaire pour les travaux d'infrastructure.

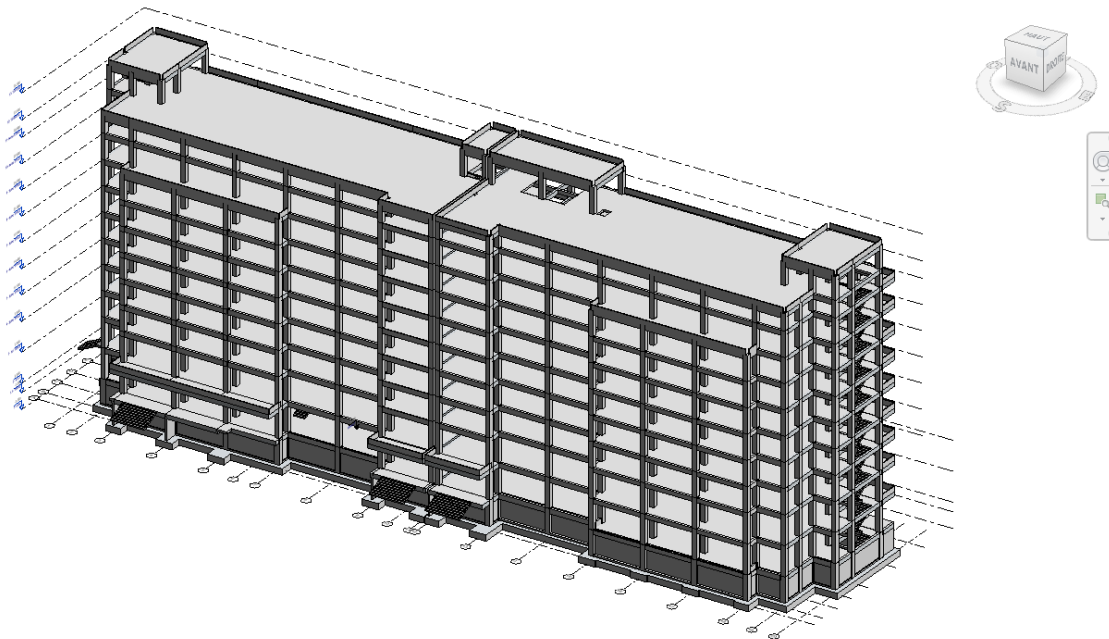
Autres données jugées utiles pour notre étude :

- Masse volumique moyenne  $\gamma=1.85t/m^3$
- Angle de frottement interne de terrain  $\Phi=13^\circ$
- la teneur en eau dans le sol  $W_{eau}= 15\%$
- $N_g=1.43$ ,  $N_q=2.97$ ,  $N_c=9.28$ , sont les facteurs de portance

### II.3.3. Les informations structurales :

#### • Système de structure

L'hôtel est constitué de deux blocs pratiquement symétriques, reposant sur un radier général qui assure la transmission des charges au sol. La structure intègre également des voiles périphériques destinés à la protection de la cave. La superstructure est réalisée en structure mixte en béton armé, composée de portiques (poteaux-poutres) ainsi que de voiles de contreventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage.



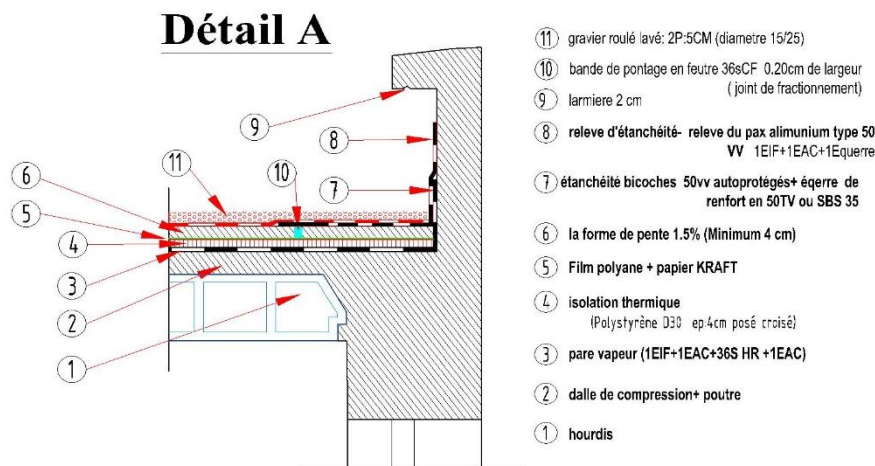
- *Figure II-7 : vue en 3D de maquette structure de l'ensemble de projet*

#### 2. Système de contreventement

La stabilité latérale du bâtiment est assurée par un système de portiques en béton armé, disposant d'une auto-stabilisé justifiée (interaction poteaux-poutres) avec voiles de contreventement, garantissant une bonne résistance aux efforts horizontaux tels que le vent ou les séismes.

#### 3. Acrotère

Étant donné que la terrasse est inaccessible, celle-ci est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 70 cm et d'une épaisseur de 10 cm. Cet élément a pour fonction principale d'assurer la sécurité des personnes ainsi que d'éviter l'écoulement de l'eau stagnante sur les façades du bâtiment.



- *Figure II-8 : coupe sur acrotère*

#### 4. Planchers

Les planchers constituent des surfaces planes destinées à séparer les différents niveaux du bâtiment. Ils sont réalisés soit en corps creux avec dalle de compression, soit en dalles pleines. Ces éléments forment un diaphragme rigide dans le plan horizontal, permettant de transmettre les forces agissant dans leur plan vers les éléments de contreventement.

Le choix s'est porté sur :

- 1- Des planchers en **corps creux** (poutrelles + dalle de compression) pour les étages courants, offrant plusieurs avantages :
  - Une mise en œuvre facilitée ;
  - Une réduction de la masse globale du plancher, diminuant ainsi les effets sismiques ;
  - Une amélioration de l'isolation thermique et acoustique ;
  - Une économie sur le coût du coffrage, puisque les poutrelles et le corps creux constituent un coffrage perdu.
- Les planchers des niveaux **+0,00 m** et **+33,10 m**, ainsi que ceux des **salles techniques situées sur la terrasse** et les **balcons**, ont été réalisés en **dalle pleine en béton armé**. Ce choix s'inscrit dans une démarche de renforcement structural et fonctionnel de ces zones particulières, exposées à des sollicitations plus exigeantes. Amélioration de la résistance mécanique
  - Augmentation de la rigidité globale du bâtiment
  - Meilleure étanchéité
  - Réduction des risques de fissuration localisée
  - Contribution au comportement diaphragme rigide

### 5. Poutres

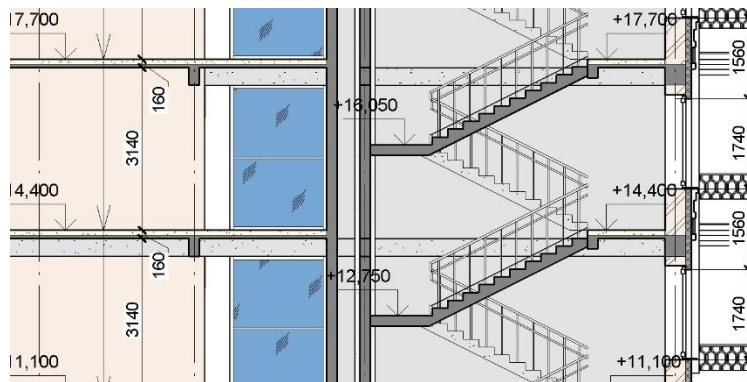
Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux destinés à reprendre les charges provenant des planchers et à les transmettre aux poteaux. Elles sont soumises principalement à la flexion plane.

### 6. Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui assurent la transmission des charges descendantes (efforts normaux et moments fléchissant) jusqu'aux fondations. Ils constituent des éléments essentiels dans la stabilité globale de la structure.

### 7. Escaliers

Les escaliers permettent la circulation entre les différents niveaux du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, ce qui garantit leur solidité et leur intégration structurale.

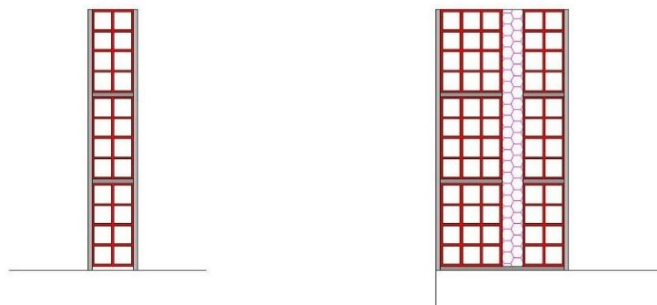


- *Figure II-9 : coupe sur escaliers*

### 8. Maçonnerie

Deux types de murs sont utilisés dans la construction :

- Murs extérieurs** : constitués de doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur totale 15 + 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm (soit 15+5+10 cm au total).
- Murs intérieurs** : formés d'une seule cloison en briques creuses d'épaisseur 10 cm.



*Figure II-10 : composition des parois extérieur et intérieurs*

### 9. Revêtements

Les finitions des surfaces sont assurées par les matériaux suivants :

- Enduit cimenté pour les faces extérieures des murs de façade ;
- Enduit en cimenté pour les murs et placoplâtre pour les plafonds intérieurs ;
- Porcellane pour les planchers et marbre pour les marches d'escalier ;
- Porcellane dans les salles d'eau pour une meilleure étanchéité.

## 10. Infrastructure

L'infrastructure est conçue en béton armé et remplit les fonctions essentielles suivantes :

- Transférer les charges verticales et horizontales au sol ;
- Limiter les tassements différentiels ;
- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain.

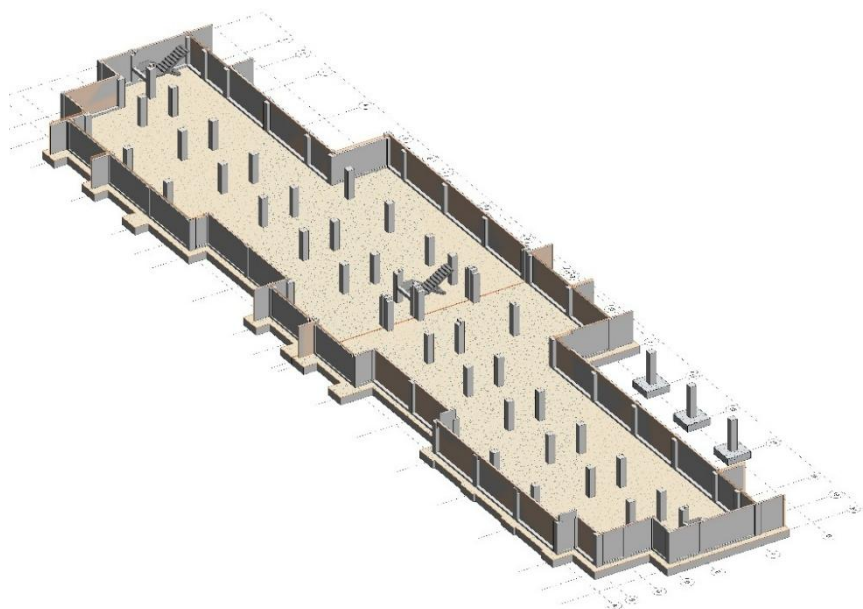


Figure II-11 : vues en 3D de l'infrastructure

## II.4. Caractéristiques des matériaux :

### II.4.1. Béton :

Le béton est un matériau dont les propriétés dépendent étroitement de sa composition. Sa formulation doit être soigneusement adaptée aux exigences du projet, ce qui peut s'avérer complexe compte tenu du nombre important de paramètres à prendre en compte :

- **Les contraintes du projet** : résistance souhaitée, caractéristiques mécaniques, dimensions de l'ouvrage, ferrailage, niveau de sismicité, etc.
- **Les conditions du chantier** : matériel utilisé, conditions climatiques, qualité des granulats disponibles.
- **Les propriétés attendues du béton** : maniabilité, durabilité, compacité, aspect esthétique, confort d'utilisation.

C'est pourquoi, surtout lorsque les performances requises sont élevées, une étude précise de la formulation du béton est essentielle. Les caractéristiques visées sont évaluées soit sur le **béton frais**, soit sur le **béton durci**, selon les objectifs techniques du projet.

#### II.4.1.1. Les constituants du béton

##### ➤ Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

##### ✓ Classification selon leur composition :

Les ciments sont classés en fonction de leur composition en cinq types principaux :

- **CPA** : (ciment portland artificiel) CEM I 42.5 = contient 97% de clinker et un filler permettant le complément.
- **CPJ** : (ciment portland composé) CEM II 42. 5/A ou B = contient 65% de clinker, le reste cendre, filler, laitier Pouzzolane.
- **CLC** :( le ciment au laitier et à la cendre) = ce ciment contient entre 25 à 66 de clinker ,20 à 45% de cendre foulante et 20 à 45% de laitier avec un filler dans la limite de 3%.
- **CLK** :(ciment de laitier ou clinker) = ce ciment contient plus de 80% De laitier, le reste de constituant étant le clinker et un filler dans les limites de 3%.

Actuellement les classes du ciment noté= CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V.

#### ➤ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

C'est l'élément qui constitue le squelette du béton et occupe environ les 70 % à 75% du volume, les agrégats sont d'une roche de différentes grosseurs=sable (0-5 mm) et gravier (5-25 mm) pour un béton ordinaire.

#### ➤ L'eau :

C'est un élément très important dans l'hydratation du ciment et la maniabilité du béton, une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance essentiellement due à la porosité, un rapport eau-ciment compris entre 0,4 et 0,6 est très consommable.

#### ➤ Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

### Formulation du béton 30 MPa: Méthode de SKRAMTAIV

La méthode de SKRAMTAIV permet de déterminer la résistance du béton ( $R_b$ ) en fonction du rapport Ciment/Eau (C/E) ainsi que des quantités de liant et de granulats utilisés.

#### • Rapport C/E :

$$\circ \text{ Si } C/E \leq 2,5 \text{ (béton plastique) : } \frac{C}{E} = \frac{R_b}{A \times R_c} + 0,5$$

$$\circ \text{ Si } C/E > 2,5 \text{ (béton ferme) : } \frac{C}{E} = \frac{R_b}{A \times R_c} - 0,5$$

#### Paramètres :

- **$R_b$**  : résistance du béton (classe de béton)
- **$R_c$**  : activité ou classe du ciment utilisé
- **A et A'** : coefficients dépendant de la qualité des matériaux, donnés dans un tableau approprié
- **C/E** : rapport entre la masse de ciment et celle de l'eau par unité de volume du mélange

Cette méthode permet d'ajuster les dosages pour atteindre la résistance souhaitée, ici 30 MPa.

Granulats et liants	A	A'
De qualité supérieur	<b>0.65</b>	<b>0.43</b>
De qualité ordinaire	<b>0.60</b>	<b>0.40</b>
De qualité inférieur	<b>0.55</b>	<b>0.37</b>

- **Détermination de la quantité en eau :**

Elle est établie approximativement dans le tableau au-dessous qui tient compte de la qualité des matériaux utilisés.

- Le tableau représente la quantité d'eau nécessaire à la préparation du béton.
- Le **Dmax** de granulats.

La quantité d'eau l/m <sup>3</sup> en fonction du diamètre du plus gros grain d'agrégat				Propriétés des bétons	
70	60	20	10	Maniabilité, sec	Affaissement, cm
115	120	130	145	200-150	0
120	125	135	150	120-90	0
125	130	145	160	80-60	0
130	135	150	165	50-30	0
140	145	160	175	30-15	0
145	155	170	185	-	2-1
160	165	180	195	-	4-3
165	170	185	200	-	6-5
170	175	190	205	-	8-7
175	185	200	215	-	10-9

### Détermination des dosages du béton :

- **Dosage en ciment (C) :**

Il est calculé à partir du rapport **C/E (ciment/eau)** et de la quantité d'eau utilisée, selon la formule :

$$C = (C/E) \times E$$

- **Condition générale pour les agrégats :**

La somme des volumes absolus des constituants du béton (ciment, eau, sable, gravier) doit

être égale à **1 m<sup>3</sup>** : 
$$\frac{C}{\rho_c} + \frac{E}{\rho_e} + \frac{S}{\rho_s} + \frac{G}{\rho_g} = 1000 L$$

Avec :

- $C, E, S, G$  : masses en kg
- $\rho_c, \rho_e, \rho_s, \rho_g$  : masses spécifiques en kg/m<sup>3</sup>

- **Autre relation impliquant le gravier (G) :** 
$$E + \frac{S}{\rho_s} + \frac{C}{\rho_c} = \frac{P_g \times \alpha \times G}{\gamma_g}$$

Où :

- $P_g$  : porosité des graviers
- $\gamma_g$  : masse volumique des graviers (kg/L)
- $\alpha$  : coefficient d'écartement des grains, déterminé à partir d'un tableau en fonction du rapport **E/C** et du dosage en ciment.

Dosage de ciment (kg/m <sup>3</sup> )	E/C 0.30	E/C 0.40	E/C 0.50	E/C 0.60	E/C 0.70	E/C 0.80
250	-	-	-	1.26	1.32	1.38
300	-	-	1.30	1.36	1.42	-
350	-	1.32	1.38	1.44	-	-
400	1.31	1.40	1.46	-	-	-
500	1.44	1.52	1.56	-	-	-
600	1.52	1.56	-	-	-	-

Pour déterminer la quantité de gravier nécessaire, on résout les équations (1) et (2) simultanément, ce qui donne la formule suivante :

$$G = 1000 / [Pg \times (\alpha / \gamma g) + (1 / \rho G)] \dots\dots\dots (3)$$

Une fois la quantité de gravier calculée, on passe à celle du sable concassé (en kg/m<sup>3</sup>), en utilisant la formule :

$$S = [1000 - ((C / rc) + E + (G / rG))] \times rS$$

Ainsi, avec ces expressions, nous sommes en mesure de déterminer les quantités nécessaires de chaque composant du béton (ciment, eau, sable, gravier) pour un mètre cube. Nous appliquerons ensuite la **méthode de SKRAMTAIV** pour ajuster ces quantités selon nos besoins spécifiques.

### APPLICATION : Détermination de la formulation d'un béton

A. Données initiales :

- Résistance à la compression du béton : **Rc = 30 MPa**
- Résistance du ciment : **Rc = 42.5 MPa**
- Diamètre maximal des granulats : **Dmax = 25 mm**
- Affaissement souhaité : **A = 5–6 cm**

Type de béton : **plastique** pour  $C/E \leq 2.5$  : (béton plastique)

B. Calcul du rapport Eau/Ciment (E/C) :

Formule utilisée pour un béton plastique :  $\frac{C}{E} = \frac{R_b}{A \times R_c} + 0.5$

Où :

$$A = 0.65 \text{ (Coefficient déterminé à partir de l'affaissement)}$$

- $R_b = 30$
- $R_c = 42.5$   $\frac{C}{E} = \frac{30}{0.65 \times 42.5} + 0.5 = 1.586$
- Donc, le **rapport C/E = 1.586**

a) Quantité d'eau nécessaire

À partir des tables standards avec interpolation :  $\frac{40-20}{185-170} = \frac{40-25}{X-170} \Rightarrow X = 181.25$

Majoration de **10 L/m<sup>3</sup>** pour sable fin  $\Rightarrow E = 191.25$  litres

Masse du ciment  $C = \frac{E}{\frac{C}{E}} = \frac{191.25}{1.586} = 303.3 \text{ kg/m}^3$

b) Volume de pâte (V pâte)

Composé de : eau + ciment + air entraîné  $V_{eau} = \frac{191.25}{1000} = 0.19125 \text{ m}^3$

$$V_{ciment} = \frac{303.3}{3100} = 0.0978 \text{ m}^3 \quad (\rho_{ciment} = 3.1 \text{ t/m}^3)$$

$$V_{air} = 0.015 \text{ m}^3 \quad (\text{Entraînement d'air estimé à 1.5\%})$$

$$V_{p\hat{a}te} = V_{eau} + V_{ciment} + V_{air} = 0.19125 + 0.0978 + 0.015 = 0.3041 \text{ m}^3$$

c) Volume des granulats (V Granulats)

$$V_{granulats} = 1 - V_{p\hat{a}te} = 1 - 0.3041 = 0.6959 \text{ m}^3$$

d) Répartition entre sable et gravier

Coefficient de finesse du sable : **40% de granulats est du sable**

$$V_{sable} = 0.6959 \times 0.40 = 0.2784 \text{ m}^3$$

$$V_{gravier} = 0.6959 \times 0.60 = 0.4175 \text{ m}^3$$

e) Masse des granulats

Masses volumiques :

- Sable : **2.528 t/m<sup>3</sup>**
- Gravier : **2.542 t/m<sup>3</sup>**

$$\text{Masse de sable} = 0.2784 \times 2528 = 703.8 \text{ kg}$$

$$\text{Masse de gravier} = 0.4175 \times 2542 = 1061.3 \text{ kg}$$

**Formulation finale du béton (pour 1 m<sup>3</sup>) :**

Constituant	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment	303.3
Eau	191.25
Sable	703.8
Gravier	1061.3

*Tableau II-1 : formulation du béton 30MPa*

**II.4.1.2. Résistance caractéristique du béton :**

- **Résistance à la compression  $f_{cj}$**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances  $f_{c28}$  au moins égale à C20/25 MPa et au plus égale à 45 MPa. .... RPA 2024 art7.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Pour: } f_{c28} \leq 40MPa \text{ (} j \leq 28\text{jours) } \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \quad \text{Pour: } f_{c28} > 40MPa \text{ (} j \leq 28\text{jours) } \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)} \end{array} \right.$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 30MPa$$

Avec  $f_{cj}$  : résistance du béton à l'âge J.

J : l'âge en jours.

Pour l'évaluation de la déformation, pour des grandes valeurs de J, on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

Pour l'étude de notre projet,  $f_{c28} = 30MPa$ .

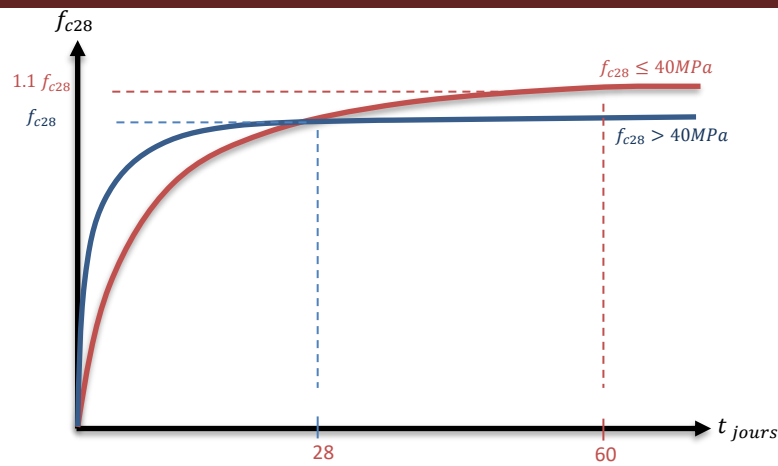


Figure II-12 : Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

La figure II -12 donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton. Sur cette figure, on observe que la montée en résistance des bétons à performances élevées est plus rapide que pour les bétons classiques. Cette propriété rend les bétons à performances élevées très intéressants en phase de construction.

• **Résistance à la traction  $f_{tj}$  :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge J jours notée ( $f_{tj}$ ) est conventionnellement définie par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275f_{cj} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 30\text{MPa}$  donc  $f_{t28} = 2,4\text{MPa}$

• **Module de déformation longitudinale béton :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

❖ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{CBA 93[ART 2.1.1.2] P7)}$$

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  donc  $E_{ij} = 34176.5 \text{ MPa}$ .

**Module de déformation différée :**

Sous charges d'une longue durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{CBA 93[ART 2.1.2.2] P7)}$$

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  donc  $E_{vj} = 11496.7 \text{ MPa}$ .

**II.4.1.3. Contraintes limite du Béton :**

• **La Contraintes de compression à L'ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en [MPa]} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91[Article A.4.3.4] P26)}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ; .....  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots\dots\dots \text{ensituation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots\dots\dots \text{ensituation accidentelle} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

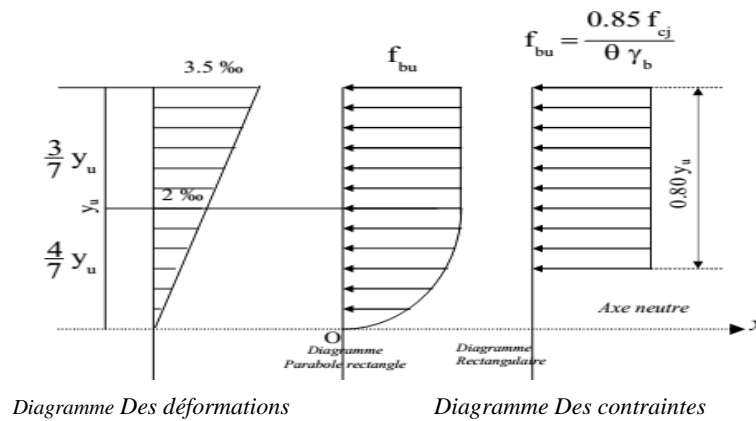


Figure II-13 : Diagrammes déformations – contraintes de béton.

• **La Contraintes de compression à L'ELS :**

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Pour  $f_{c28} = 30\text{MPa}$  on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \longrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS ..... J = 28 jours

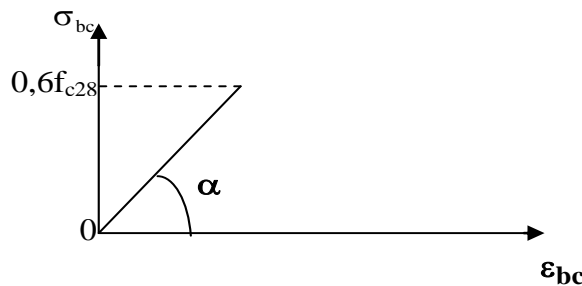


Figure II.14 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

• **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

Pour un béton de résistance à 28 jours :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Les contraintes admissibles au cisaillement sont données par les formules suivantes :

**1. Fissuration peu préjudiciable :**

$$\tau_{adm} = \min(0.20 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

Application :  $\tau_{adm} = \min(0.20 \times 30 ; 5) = \min(6 ; 5) = 5 \text{ MPa}$

► **En situation durable et transitoire (S.D.T.) :**

Coefficient partiel de sécurité sur le béton :  $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{\tau_{adm}}{\gamma_b} = \frac{5}{1.5} = 3.3 \text{ MPa}$$

► **En situation accidentelle (S.A.) :**

Coefficient partiel de sécurité sur le béton :  $\gamma_b = 1.15$

$$\tau_u = \frac{\tau_{adm}}{\gamma_b} = \frac{5}{1.15} \approx 4.35 \text{ MPa}$$

**2. Fissuration préjudiciable :**

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

Application :

$$\tau_{adm} = \min(0.15 \times 30 ; 4) = \min(4.5 ; 4) = 4 \text{ MPa}$$

► **En situation durable et transitoire (S.D.T.) :**

$$\tau_u = \frac{\tau_{adm}}{\gamma_b} = \frac{4}{1.5} = 2.67 \text{ MPa}$$

► **En situation accidentelle (S.A.) :**

$$\tau_u = \frac{\tau_{adm}}{\gamma_b} = \frac{4}{1.15} \approx 3.48 \text{ MPa}$$

**Diagramme contrainte déformation :**

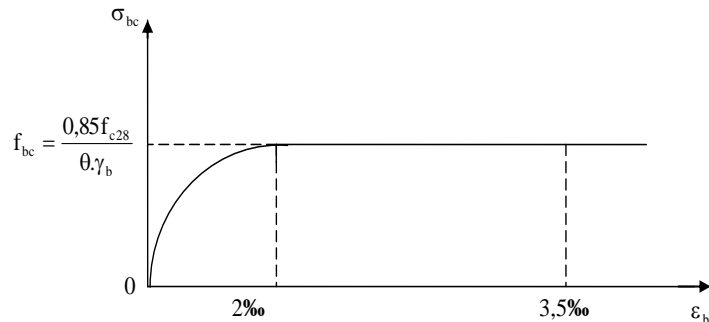


Figure II-15 : Diagramme des contraintes-déformations du béton (ELU).

Le diagramme parabole rectangle (**Figure II-16**) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance. Le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- ✓ 2 ‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- ✓ 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$  .....  $\sigma_{bc} = 0.25 \cdot f_{bc} \cdot 10^3 \cdot \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \cdot \epsilon_{bc})$   
 $2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$  .....  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  tel que :  $f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$

**II.4.2. Acier :**

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction, qui ne peuvent pas être repris par béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques  $f_e$  et leurs modules d'élasticité  $E$ , Sa bonne adhérence au béton permet de constituer un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$ .

### II.4.2.1. Différents types d'aciers

- **Les ronds lisses (R.L) :**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leurs surfaces ne présentent aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances *FeE215* et *FeE235* et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12,14, 16, 20, 25, 32, 40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier *FeE400* et *FeE500* et même diamètre que les **R L**. Les aciers utilisés dans ce bâtiment sont des *FeE400* de type 1.

- **Treillis soudés :**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances

Type D'aciers	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient de Fissuration	Coefficient De Scellement ( $\psi$ )
Acier En Barre	Rond lisse <i>feE24</i>	R.L	235	410-490	22	1	1
	Haute Adhérence <i>FeE40</i>	H.A	400	480	14	1,6	1,5
Acier En Treillis	Treillis Soudés (T.S) <i>TL520</i> ( $\Phi < 6$ )	T.S	520	550	8	1,3	1

Tableau II-2 : caractéristiques des aciers utilisés.

Selon le **RPA99 (Article 7.2.2)**, les armatures longitudinales doivent être :

- ✓ De haute adhérence avec  $f_e \leq 500\text{MPa}$ .
- ✓ L'allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5%.

Dans ce bâtiment on utilise :

- L'acier a haute adhérence (HA) : *FeE400* pour les armatures longitudinales, et pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L'acier treilles soudé (TS) : *FeE500* pour la dalle de compression.

### II.4.2.2 Enrobage : ..... [BAEL91 (Article C 2 310 - 2)]

#### a. Valeurs minimales fixées :

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- ✓ Son diamètre, si elle est isolée ;
- ✓ La largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

### b. Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées, l'enrobage de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

✓ **5 cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles).

✓ **3 cm** pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

✓ **2 cm** pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

**Commentaire :** La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40MPa.

#### II.4.2.3. Contraintes limites :

##### ❖ 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.

##### • Diagramme contrainte –déformation :

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant :

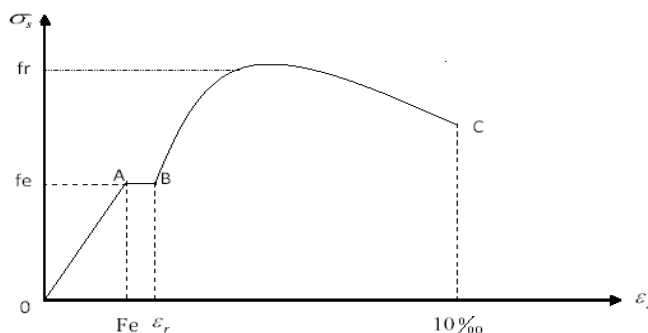


Figure II-16: Diagramme contrainte- déformation de l'acier.

- La droite OA est le domaine élastique avec :  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l'effort de traction égal a  $F_e$ .
- Le point C est le point de rupture.

• **Diagramme contraintes déformations :**

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'E.L.U est défini conventionnellement comme suit :

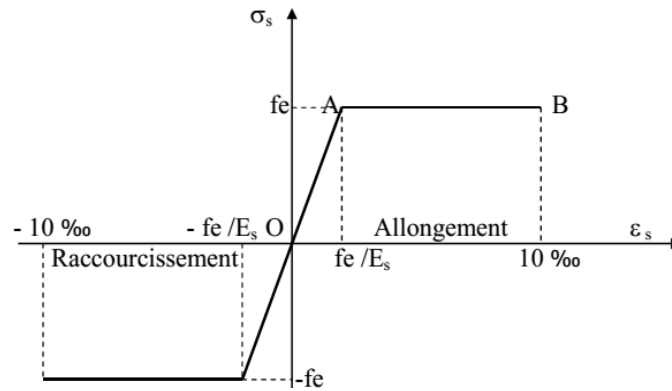


Figure II-17 : Diagramme contraintes- déformations (de calcul) de l'acier.

La contrainte limite ultime  $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$  Pour :  $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰}$

Avec :

Le coefficient de sécurité  $\gamma_s$  :  $\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour la situation accidentelles} \\ 1,15 & \text{pour la situation normale} \end{cases}$

$\gamma_s$  : Allègement relatif de l'acier limité à  $10\text{‰}$

$fe$  : La limite élastique de l'acier.  $fe = 400\text{MPa}$

et :

$\sigma_s = 348\text{ MPA}$  En situation durable.

$\sigma_s = 400\text{ MPA}$  En situation accidentelle.

$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$  Pour :  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$

$E_s$ : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à  $2.1 \times 10^5$

❖ **Etat limite de service :**

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

La valeur de  $\bar{\sigma}_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

✓ Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification à faire.  $\bar{\sigma}_s = fe$

✓ Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} fe ; \max \left( \frac{fe}{2} ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A. 4.5.33).}$$

✓ Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_{st} = \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A. 4.5.34)}$$

Avec :  $n$ :Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} n = 1 & \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses.} \\ n = 1.6 & \dots \dots \dots \text{pour les HA.} \\ n = 1.3 & \dots \dots \dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$



## II.6. Actions et sollicitations :

### II.6.1. Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

#### ❖ Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

#### ❖ Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

#### ❖ Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, etc).

### II.6.2. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

#### ❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction.
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

#### ❖ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

### II.6.3. Les combinaisons d'action :

On note par :

$G_{max}$  : Ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : Ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Autres actions variables dites d'accompagnement ( $i > 1$ ).

#### ❖ Situations durables ou transitoires :

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :  $1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{Q_i} Q_i$  .....(A.3.3, 21 BAEL91)

$\gamma_{Q_1} = 1.5$  dans le cas général,

$\gamma_{Q_1} = 1.35$  pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

$\psi_{Q_i}$  = Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement

#### ❖ Sollicitations vis à vis de l'ELS :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après :

$$\begin{cases} G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{Q_i} Q_i \dots\dots\dots (A.3.3,3 BAEL91) \\ ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

#### ❖ Situations accidentelles :

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2_i} Q_i \dots\dots\dots (A.3.3, 22 BAEL91)$$

$F_A$  : Valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2_i} Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

#### ❖ Combinaisons d'action donnée par le ..... RPA 2024

Le Document Technique Réglementaire (DTR) RPA 2024 est la nouvelle version des Règles Parasismiques Algériennes, fixe les principes de conception et de calcul des bâtiments en zones sismiques. Il inclut des dispositions importantes concernant les combinaisons de charges à utiliser dans les calculs parasismiques.

##### - Composantes horizontales de l'action sismique :

- Les composantes de l'action sismique,  $E_x$  et  $E_y$ , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse.
- Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais les équations suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Combinaisons (5-1)}$$

- Où :

- $G$  : charges permanentes
- $Q$  : charges d'exploitation, non pondérées
- $\Psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de nature et de la durée de la charge d'exploitation

$$\begin{cases} E1 = \mp E_x \mp 0.3 E_y \\ E2 = \mp 0.3 E_x \mp E_y \end{cases} \dots\dots\dots \text{Combinaisons (5-2)}$$

**Commentaire :** La composante verticale de l'action sismique n'a pas été prise en compte dans le cadre de cette étude. Une justification détaillée à ce sujet est présentée dans le chapitre consacré à l'étude sismique.

### Combinaison pour les diaphragmes horizontaux (planchers)

Dans le cas des planchers agissant comme diaphragmes rigides (notamment en présence de formes irrégulières ou de grandes ouvertures), la combinaison suivante doit être utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp Ey \end{cases} \dots\dots\dots \text{Combinaisons (5-6)}$$

Cette combinaison est spécifique aux vérifications de résistance des diaphragmes soumis à des sollicitations sismiques.

### Combinaison pour les fondations individuelles (poteaux ou voiles)

Pour justifier la stabilité des fondations **individuelles** (semelles isolées, pieux, etc.) :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp \frac{R}{Q_f} \cdot Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp \frac{R}{Q_f} \cdot Ey \end{cases} \dots\dots\dots \text{Combinaisons (5-7)}$$

### Combinaison pour les fondations communes (radiers, longrines, semelles filantes)

Pour les fondations supportant plusieurs éléments verticaux (voiles ou poteaux), on utilise :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp 1.4Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp 1.4Ey \end{cases} \dots\dots\dots \text{Combinaisons (5-8)}$$

## II.7. Règlements et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 2024)
- Les règles BAEL 91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)

## II.8. Logiciels utilisés :

- **REVIT 2025** : (pour la modélisation de l'intégrité de maquette numérique)
- **Robot structural analysis 2025** : Pour l'analyse et le calcul de la maquette structurelle.
- **Expert 2010** : pour le calcul du ferrailage (As)
- **SCOTEC** : pour vérification des résultats d'Expert 2010, ou calcul du ferrailage (As)
- **RPA integrator** : intégration de spectre de calcul, et des combinaisons d'action selon RPA2024
- **Robot Complet** : pour accompagner tout le processus de prédimensionnement des éléments, aux diverses vérifications, et le ferrailage des éléments.
- **AUTOCAD 2025** : Pour l'élaboration des plans d'exécution en 2D.
- **Lumion 12** : la visualisation en synchronisation avec revit

Données	Valeurs (MPa)
$f_{c28}$	30
$f_{t28}$	2.4
$E_{ij}$	34176.5
$E_{vj}$	11496.7
$E_s$	$2.1 \times 10^5$
$\sigma_{bc}$	17
$\sigma_s$	348

Tableau II-3 : récapitulatif des données des matériaux.

## II.9 Conclusion

La collecte d'informations générales sur le projet de construction a permis d'obtenir une vision claire et structurée des différentes composantes du bâtiment, incluant son architecture, sa structure, ainsi que les données géotechniques. Elle a également mis en lumière les caractéristiques essentielles des matériaux utilisés, garantissant un choix adapté aux conditions du site. En intégrant les combinaisons de charges et d'actions, cette phase préliminaire assure une base solide pour les études détaillées. Ainsi, elle constitue une étape indispensable à la modélisation précise et à l'analyse fiable de la structure.

**Chapitre III :**  
**Le pré dimensionnement des éléments**  
**structurels**

### III.1. Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par pré dimensionnement.

Pour cela l'évaluation de la descente des charges et surcharges est primordiale afin de déterminer la charge porter par chacun des éléments porteurs de cette structure, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

### III.2. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

#### III.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

##### III.2.1.1 Les planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...).

On a deux types de planchers, adapter pour cette structure :

##### a. Planchers à corps creux :

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,) , léger avec une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

$L_{max}$ : Travée maximale entre nœuds d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (Figure 2.1)

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

1<sup>er</sup> cas :  $L_{max} = (600) \text{ cm}$   $h_t \geq \frac{600}{22.5} = 26.67 \text{ cm}$  ..... Soit ep de corps creux 25+4cm

2<sup>eme</sup> cas :  $L_{max} = (690) \text{ cm}$   $h_t \geq \frac{690}{22.5} = 30.67 \text{ cm}$  ..... soit ep corps creux 25+6cm

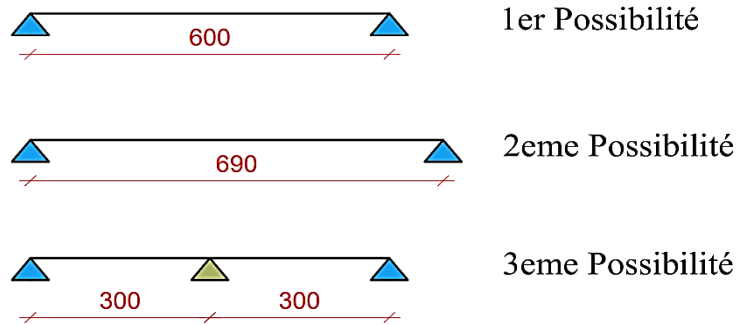


Figure III.1: trames possibles pour nervures

**NB.** Pour but d’optimiser et de rationalisé le choix de plancher, selon la disponibilité d’hourdis 16cm (a lieu de +27cm), et pour minimiser les charges permanentes de la structure, on a adopté la solution d’ajout d’une poutre intermédiaire qui sert comme un appui intermédiaire pour les nervures (voir le schéma de la 3eme possibilité).

**3<sup>eme</sup> possibilité avec l’adoption d’une poutre intermédiaire :  $L_{max}=300\text{cm}$**

$$h_t \geq \frac{300}{22.5} = 13.33 \dots \text{soit ep corps creux } 20\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur

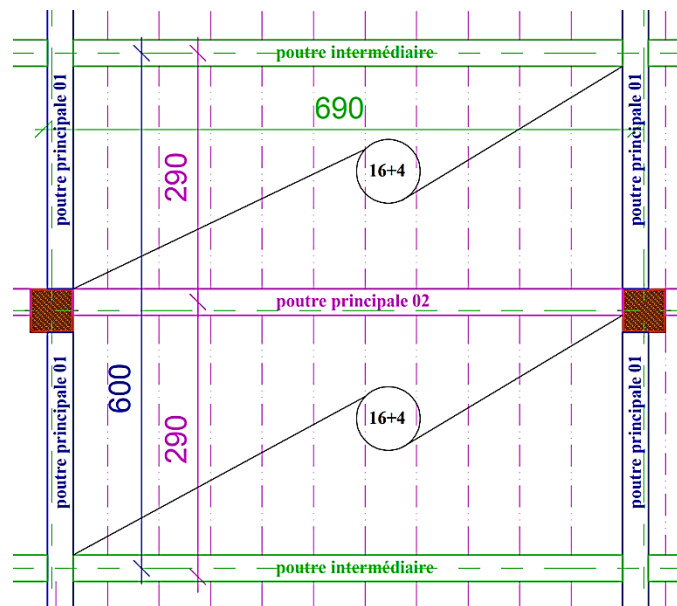


Figure III.2: Disposition des nervures

- 20 cm : l’épaisseur du corps creux.
- $h_t = 16\text{cm}$  :
- 4 cm : dalle de compression.

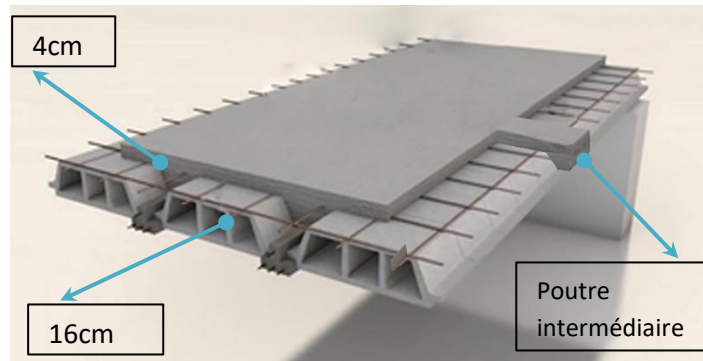


Figure III.3: plancher en corps creux

**b. Les nervures :**

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2b_1$

Avec :  $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10} \right\}$  .....  $b_0=10\text{cm}$ , .....  $L_0 = 65-10 = 55\text{cm}$

$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2}, \frac{295}{10} \right\} = \min \{27.5 ; 29.5\} = 27,5$  Soit :  $b = 65\text{cm}$

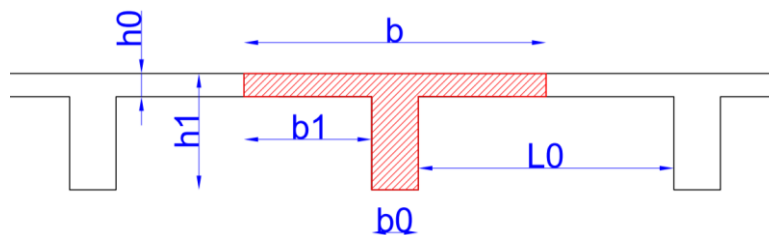


Figure III.4 : Coupe transversale de la nervure.

<b>Epaisseur de la dalle de compression (<math>h_0</math>)</b>	<b>4 cm</b>
<b>Epaisseur de l'entrevous</b>	<b>16 cm</b>
<b>Entraxe des nervures</b>	<b>65 cm</b>
<b>Largeur des nervures (<math>b_0</math>)</b>	<b>10 cm</b>
<b>Hauteur utile de la section (<math>b_1</math>)</b>	<b>27.5 cm</b>
<b>Distance entre deux nervures (<math>L_0</math>)</b>	<b>55 cm</b>
<b>Largeur de la nervure (<math>b</math>)</b>	<b>65cm</b>

Tableau III.1 : Prédimensionnement de la section transversale de nervure.

**c. Les dalles pleines :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (L'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ). On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

**A. Résistance au feu (CBA93)**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7\text{cm Pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11\text{cm Pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

**B. L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm (page 96) pour obtenir une bonne isolation acoustique.

**C) Critère de résistance a la flexion (CBA93) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \longrightarrow \text{Pour les dalles sur un appuis simple avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4. \\ \frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35} \longrightarrow \text{Pour les dalles continues avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4. \\ \frac{l_x}{40} \leq e \leq \frac{l_x}{45} \longrightarrow \text{Pour les dalles continues avec. } 0.4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1. \end{array} \right.$$

$L_x$ : la plus petite portée de panneau sollicité.

Pour ce projet, il y a 4 types de dalles pleines (4 types de dimensions).

➤ **Dalles pleine (DP1) dalle continue avec :**  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0.4 \dots\dots\dots \frac{235}{710} = 0.33 \leq 0.4.$

La dalle est considérée comme unidirectionnelle (la flexion principale selon la direction de  $L_x = 710\text{cm}$ )

Donc :  $\frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35} \dots\dots\dots \frac{710}{30} \geq e \geq \frac{710}{35} \dots\dots\dots 23.67 \geq e \geq 20.28 \text{ cm}$

En prend **e=20cm.**

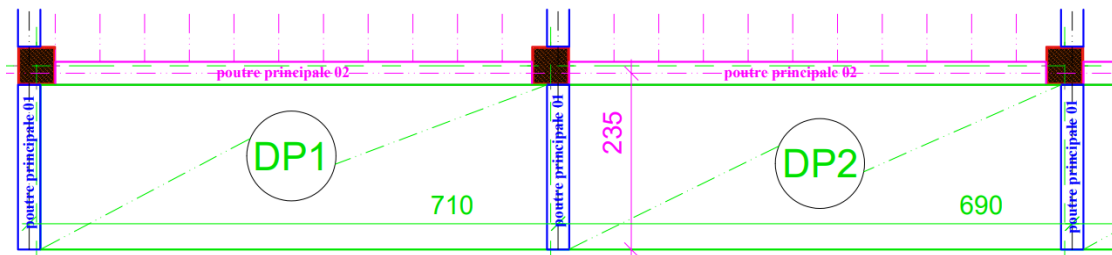


Figure III.5 : dalle pleine sur trois appuis DP1 et DP2

➤ **Dalles pleine (DP2) dalle continue avec :**  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0.4 \dots\dots\dots \frac{235}{690} = 0.34 \leq 0.4.$

La dalle est considérée comme unidirectionnelle (la flexion principale selon la direction de  $L_x = 690\text{cm}$ )

Donc :  $\frac{l_x}{30} \geq e \geq \frac{l_x}{35} \dots\dots\dots \frac{690}{30} \geq e \geq \frac{690}{35} \dots\dots\dots 23 \geq e \geq 19.7 \text{ cm}$

En prend **e=20cm.**

➤ **Dalles pleine (DP3) dalle continue avec :**  $0.4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1 \dots\dots\dots 0.4 < \frac{250}{270} = 0.92 < 1.$

La dalle est portante dans les deux sens (la flexion principale selon la direction de  $L_x = 270\text{cm}$ )

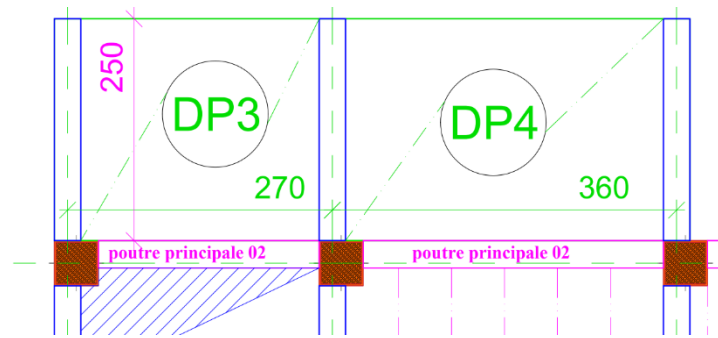


Figure III.6 : dalle pleine sur trois appuis DP3 et DP4

Donc :  $\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{45} \dots\dots\dots \frac{270}{40} \geq e \geq \frac{270}{45} \dots\dots\dots 6.75 \geq e \geq 6 \text{ cm}$

Donc on prend le minimum d'épaisseur qui est supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc on prend **e=15cm** pour toutes les dalles pleines sur deux appuis.

➤ Dalles pleine (DP4) dalle continue avec :  $0.4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1 \dots\dots\dots 0.4 < \frac{250}{360} = 0.69 < 1$ .

La dalle est portante dans les deux sens (la flexion principale selon la direction de  $L_x = 360 \text{ cm}$ )

Donc :  $\frac{l_x}{40} \geq e \geq \frac{l_x}{45} \dots\dots\dots \frac{360}{40} \geq e \geq \frac{360}{45} \dots\dots\dots 9 \geq e \geq 8 \text{ cm}$

Donc on prend **e=15cm** pour toutes les dalles pleines sur deux appuis.

**III.2.1.2. Les escaliers :**

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé surplace. Les différents éléments constituant un escalier sont :

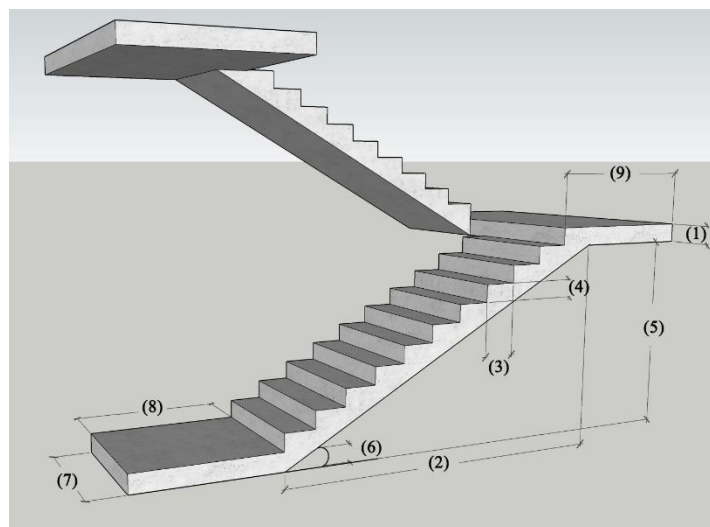


Figure III.7 : Schéma d'escalier

(1) : e (Épaisseur du palier de repos)

(2) :  $L_0$  (Projection de la volée)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur du contre marche)

- (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

Dans notre structure on a un seul type types d'escalier,

**Escalier à deux volets** pour une hauteur de 3.90m (h étages rdc. 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>eme</sup> étage)

➤ **Dimensionnement et prédimensionnement des volés :**

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$2h+g = m = 2 \times 17 + 30 = 64 \dots \dots \dots \text{avec } 59 \leq m \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{avec } 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

h : hauteur des marches.

g : largeur des marches.

Avec :

$$\begin{cases} 25 \leq g = \frac{L_0}{n-1} \leq 32n - 1 : \text{Nombre de contremarches.} \\ 14 \leq h = \frac{H_0}{n} \leq 20 : \text{Nombre de marches} \\ \text{Soit : } \leq 2h+g \leq 66 \text{cm} \end{cases}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$66n^2 - (66 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

➤ **Pour RDC pour une hauteur de 3.90m**

1) **Les deux volées :**

$$L_0 = 3.30\text{m}$$

$$H_0 = 1.87\text{m.}$$

$$L_{p1} = 1.40\text{m.}$$

$$L_{p2} = 1.10\text{m.}$$

$$\text{Soit : } 2h + g = 64\text{cm}$$

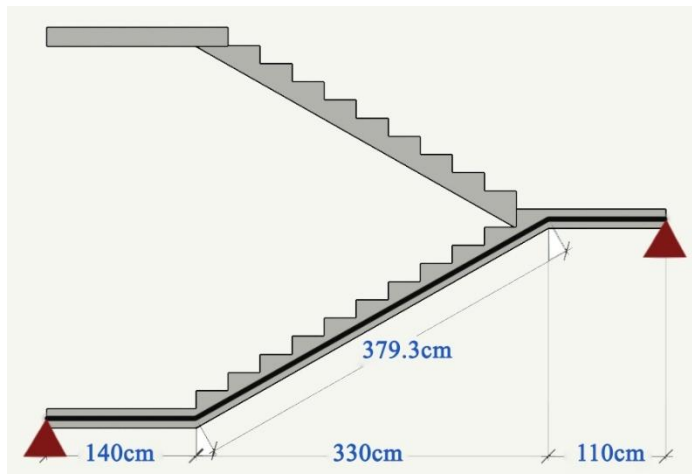


Figure III.8: Schéma statique (RDC, 1<sup>er</sup> étage, 2<sup>eme</sup> étage)

$$66n^2 - (66 + 2H_0 + L_0) n + 2H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

En remplace dans l'équation (2)

$$\rightarrow 66n^2 - (66 + 2 \times 187 + 330) n + 2 \times 187 = 0$$

$$\rightarrow 66n^2 - 770n + 374 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$n = 11.16 \text{ soit } \dots \dots n = 11 \text{ contre marches}$$

$$n - 1 = 10 \text{ (nombre de marche).}$$

Donc :

$$h = 17\text{cm} \quad g = 30\text{cm}$$

$$\arctg\left(\frac{H}{L_0}\right) = \alpha \rightarrow \arctg\left(\frac{17}{30}\right) = 29.53878^\circ.$$

$$L'_p = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \rightarrow L'_p = \frac{330}{\cos(29.53878^\circ)} \rightarrow L'_p = \mathbf{379.3\text{cm}}$$

**Épaisseur de la paillasse :**  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{379.3}{30} = 12.64 \leq e \leq \frac{379.3}{20} = 18.96 \text{ cm}$

$12.64 \leq e \leq 18.96 \rightarrow$  on prend une épaisseur de de paillasse  **$e = 18\text{cm}$**

**Épaisseur des paliers :**  $\frac{L_{max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{max}}{30} \rightarrow \frac{280}{35} = 8 \leq e \leq \frac{280}{30} = 9.33 \text{ cm}$

Donc on prend le minimum d'épaisseur qui est supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

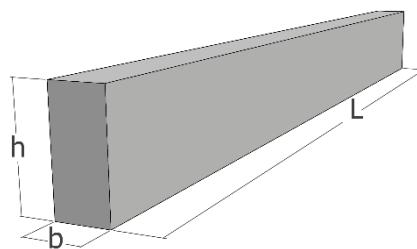
Donc on prend  **$e=15\text{cm}$**  pour tous les paliers de repos.

### III.2.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

#### III.2.2.1. Les Poutres :

##### a. Les poutres principales 01 :

Le pré dimensionnement des poutres principales se fait en respectant la condition suivante :



- **La hauteur ht :** La hauteur ht est donnée par :

*Figure III.9 : présentation de la poutre 01*

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poutres transversales (au sens y des plans), porteuse de poutre intermédiaire

$$L_{max} = 600\text{cm}$$

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \dots\dots\dots 40 \leq h \leq 60\text{cm} \quad \text{Nous prenons :} \quad \mathbf{h = 55\text{cm}}$$

- **La largeur b :** La largeur b est donnée par :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \dots\dots\dots 16.5 \leq b \leq 38.5 \quad \text{Nous prenons :} \quad \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

#### ✓ Vérifications :

Selon les recommandations du **RPA2024 [article 7.5.1 P113], Zone V**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_c) \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h / b = 55 / 30 = 1,83 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) = (1.5 * 55 + 50) = 132.5 \dots\dots\dots 50 \leq 132.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

☒ Donc on adopte :  $(b \times h) = (30 \times 55) \text{ cm}^2$ . Comme dimensions de la poutre principales 01.

**b. Les poutres principales 02 :**

Le pré dimensionnement des poutres principales se fait en respectant la condition suivante :

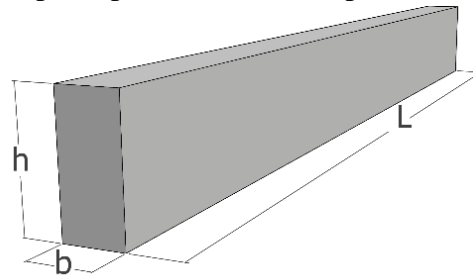


Figure III.10 : présentation de la poutre 02

- **La hauteur ht :** La hauteur ht est donnée par :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$L_{max}$  : Portée maximale entre axe d'appuis de deux poutres longitudinale porteuse des nervures

$L_{max} = 690 \text{ cm}$

$\frac{690}{15} \leq h \leq \frac{690}{10} \dots\dots\dots 46 \leq h \leq 69 \text{ cm}$  Nous prenons : **h = 65cm**

- **La largeur b :** La largeur b est donnée par :

$0,3h \leq b \leq 0,7h \dots\dots\dots 19.5 \leq b \leq 45.5$  Nous prenons : **h = 35cm**

✓ **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA2024 [article 7.5.1 P113], Zone V** on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_c) \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h = 65 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 65/35 = 1.85 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) = (1.5 \cdot 65 + 50) = 147.5 \dots\dots\dots 50 \leq 147.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte :  $(b \times h) = (30 \times 65) \text{ cm}^2$ . Comme dimensions de la poutre principales 02.

**c. Les poutres intermédiaires :**

Le pré dimensionnement des poutres intermédiaires se fait en respectant la condition suivante :

- **La hauteur ht :** La hauteur ht est donnée par :

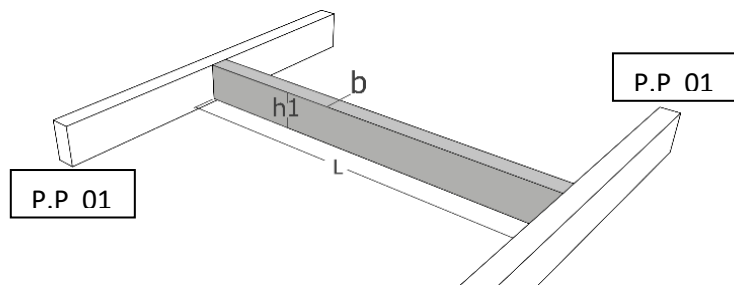


Figure III.11 : présentation de la poutre intermédiaire

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : Portée maximale entre axe d'appuis des nervures  $L_{\max} = 690$  cm

$$\frac{690}{15} \leq h \leq \frac{690}{10} \dots\dots\dots 46 \leq h \leq 69 \text{ cm} \quad \text{Nous prenons :}$$

- **La largeur b** : La largeur b est donnée par : **h = 50cm**

$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \dots\dots\dots 15 \leq b \leq 35$  Nous prenons : **h = 30cm**

✓ **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA2024 [article 7.5.1 P109], Zone V** on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_c) \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b = 50/30 = 1.67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \dots\dots\dots (1.5*50 + 50) = 125 \dots\dots\dots 50 \leq 125 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**Donc on adopte : (b×h) = (30×50) cm<sup>2</sup>. Comme dimensions de la poutre intermédiaire.**

### III.2.2.2. Les poteaux :

Les poteaux sont Pré dimensionnés **en compression simple**, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant **la loi de dégression des charges d'exploitation**.

➤ Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ✓ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ✓ Vérification de la section a l'ELS
- ✓ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le [BAEL 91].

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **[RPA2024] (Article : 7.4.1, page 108)**.

Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \text{ Min } (b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm en zone IV, V, et VI.} \\ \checkmark \text{ Min } (b_c, h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{ quelle que soit la zone.} \\ \checkmark 1/4 < \frac{b_c}{h_c} < 4 : \text{ quelle que soit la zone.} \end{array} \right.$$

Avec :  $(b_1, h_1)$  : dimension de la section.

$l_{cl}$  : Hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ( $b_1 = h_1$ ).

- ❖ **Les charges permanentes** : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC,
- ❖ **Les charges d'exploitation** : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'a 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

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

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL (Chapitre 8 article II.1) P111}]$$

$B_r$  : section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur Sur toute sa périphérie (en cm<sup>2</sup>).

$A_s$  : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression de béton a 28 jours.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$  coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : coefficient dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 (\lambda /35)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 (50/\lambda)^2 & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

**Condition de flambement :**

$$\lambda = L_f / b < 14,4$$

$L_f$  : Hauteur de flambement = 0,7 .  $l_{cl}$

$l_{cl}$  : Hauteur libre max de poteaux entre niveau (de tous les étages).

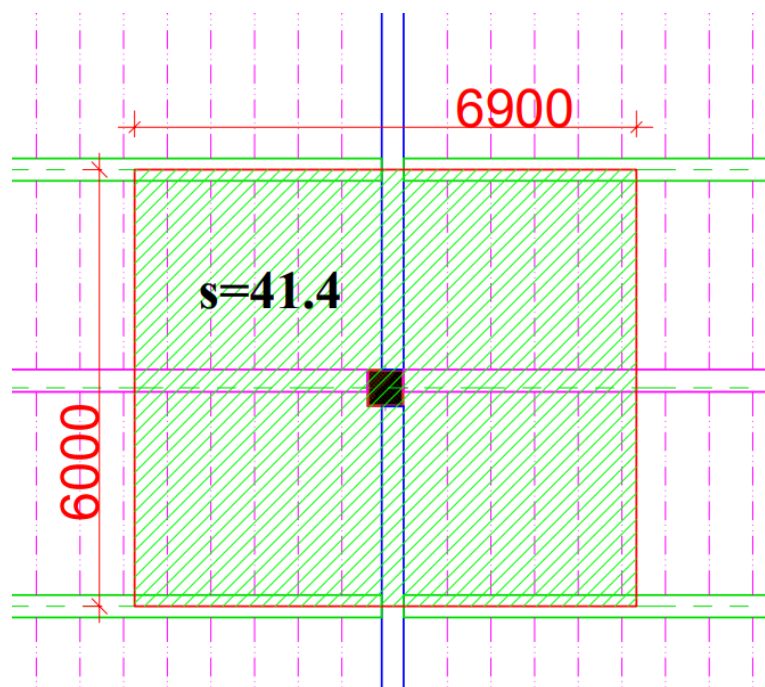


Figure III.12: présentation du poteau le plus sollicité

• **Cave :**

$$l_{cl} = 280 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm}$$

$$\lambda = 196/25 = 7.84 < 14.4 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = \sqrt{12 \left( \frac{l_{cl} \max x^{0.7}}{a_{min}} \right)} = \sqrt{12 \left( \frac{2.8x^{0.7}}{0.6} \right)} = 11.31$  pour rester toujours dans les compressions centrées Suivant [BAEL (Chapitre 8 article II.1) P111] d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{11.31}{35} \right)^2} = 0.8326$$

On suppose que  $A_s = 0.01B_r$ , soit le pourcentage total minimal pour la zone V (1.0%) des aciers longitudinaux

$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha \left[ \frac{B f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots \text{Sera} \dots\dots N_u \leq \alpha \cdot B_r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.01 f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots (1)$$

On a que :

- $\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} = \frac{30}{0.9 \times 1.5} = 22.22 \text{ MPa}$
- $\frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} = \frac{0.01 \times 400}{1.15} = 3.48 \text{ MPa}$
- soit la somme des deux  $22.22 + 3.48 = 25.7 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2)$

De remplacement de (2) en (1) on obtient la formule suivante  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times 25.7}$

Pour une  $\alpha = 0.8326$  déjà déterminer

Et  $N_u = 8728.64 \text{ MN}$  déterminer dans le chapitre charges et surcharges

$$\text{Donc } B_r \geq \frac{8728.64 \times 10^3}{0.8326 \times 25.7} = 407921 \text{ mm}^2$$

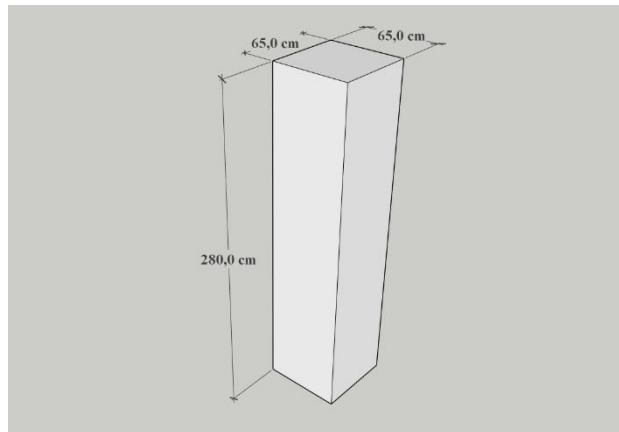
$$\text{Pour que } a_r^2 = B_r \dots\dots\dots a_r = \sqrt{407921} = 638 \text{ mm} \approx a_r = 64 \text{ cm}$$

**Donc** la section minimale de poteau le plus sollicité de la structure, avec un béton de classe C30, et un pourcentage minimal exigé par RPA 2024, et un fe400, cette section doit être supérieur de **B=4096cm<sup>2</sup>**

Vérification de rigidité : si on adopte un **a=65cm**, on doit vérifier que la rigidité des poteaux est supérieure à la rigidité des poutres,  $\text{Rigidité}_{\text{poteaux}} = \frac{65 \times 65^3}{12 \times 280} = 5312.68 \text{ cm}^3 \geq$

$$\text{Rigidité}_{\text{poutres}} = \frac{35 \times 65^3}{12 \times 690} = 1160.85 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

- Donc on adopte une section de (65×65) cm .....4225 ≥ 4096 cm<sup>2</sup>



- Figure III.13 : présentation de poteau de la cave

• RDC+1<sup>ER</sup> ETAGE :

$l_{cl} = 340 \text{ cm}$

$L_f = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$

$\lambda = 238/25 = 9.52 < 14.4 \dots \dots \dots$  vérifié

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = \sqrt{12 \left( \frac{l_{cl} \max \times 0.7}{a_{min}} \right)} = \sqrt{12 \left( \frac{3.4 \times 0.7}{0.6} \right)} = 13.74$  pour rester toujours dans les compressions centrées

Suivant [BAEL (Chapitre 8 article II.1) P111] d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{13.74}{35} \right)^2} = 0.8246$$

On suppose que  $A_s = 0.01B$ , soit le pourcentage total minimal pour la zone V (1.0%) des aciers longitudinaux

Donc :  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{B f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots$  Sera.....  $N_u \leq \alpha \cdot B_r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.01 \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (1)$

On a que :

- $\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} = \frac{30}{0.9 \times 1.5} = 22.22 \text{ MPa}$
- $\frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} = \frac{0.01 \times 400}{1.15} = 3.48 \text{ MPa}$
- soit la somme des deux  $22.22 + 3.48 = 25.7 \text{ MPa} \dots \dots \dots (2)$

De remplacement de (2) en (1) on obtient la formule suivante  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times 25.7}$

Pour une  $\alpha = 0.8246$  déjà déterminer

Et  $N_u = 7565.22 \text{ MN}$  déterminer dans le chapitre charges et surcharges

Donc  $B_r \geq \frac{7565.22 \times 10^3}{0.8246 \times 25.7} = 356981 \text{ mm}^2$

Pour que  $a_r^2 = B_r \dots \dots \dots a_r = \sqrt{356981} = 597 \text{ mm} \approx a_r = 59.7 \text{ cm}$

**Donc** la section minimale de poteau le plus sollicité de la structure, avec un béton de classe C30, et un pourcentage minimal exigé par RPA 2024, et un fe400, cette section doit être supérieur de **B=3564cm<sup>2</sup>**

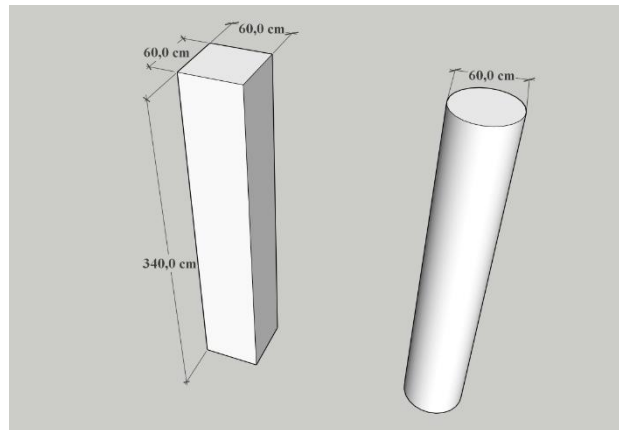
Vérification de rigidité : si on adopte un  $a=60\text{ cm}$ , on doit vérifier que la rigidité des poteaux est supérieure à la rigidité des poutres,  $Rigidité_{poteaux} = \frac{60 \times 60^3}{12 \times 340} = 3176.47\text{ cm}^3 \geq$

$Rigidité_{poutres} = \frac{35 \times 65^3}{12 \times 690} = 1160.85\text{ cm}^3$  .....condition vérifier

Donc on adopte pour

- Donc on adopte une section de  $(60 \times 60)\text{ cm}$  ..... $3600 \geq 3564\text{ cm}^2$

- Pour les poteaux circulaires  $D=65\text{ cm}$



- Figure III.14 : présentation des diverses formes de poteaux du RDC+1<sup>er</sup> étage

• (2<sup>eme</sup> +3<sup>eme</sup>) ETAGE :

$l_{cl} = 280\text{ cm}$

$L_f = 0,7 \times 280 = 196\text{ cm}$

$\lambda = 196/25 = 7.84 < 14.4$  ..... vérifié

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = \sqrt{12 \left( \frac{l_{cl} \max x 0.7}{a_{min}} \right)} = \sqrt{12 \left( \frac{2.8x 0.7}{0.55} \right)} = 12.34$  pour rester toujours dans les compressions centrées

Suivant [BAEL (Chapitre 8 article II.1) P111] d'où :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.34}{35} \right)^2} = 0.8294$$

On suppose que  $A_s = 0.01B$ , soit le pourcentage total minimal pour la zone V (1.0%) des aciers longitudinaux

Donc :  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{B f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$  ..... Sera.....  $N_u \leq \alpha \cdot B_r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.01 f_e}{\gamma_s} \right]$  .....(1)

On a que :

•  $\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} = \frac{30}{0.9 \times 1.5} = 22.22\text{ MPa}$

•  $\frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} = \frac{0.01 \times 400}{1.15} = 3.48\text{ MPa}$

• soit la somme des deux  $22.22 + 3.48 = 25.7\text{ MPa}$ .....(2)

De remplacement de (2) en (1) on obtient la formule suivante  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times 25.7}$

Pour une  $\alpha = 0.83294$  déjà déterminer

Et  $N_u = 4778.13\text{ MN}$  déterminer dans le chapitre charges et surcharges

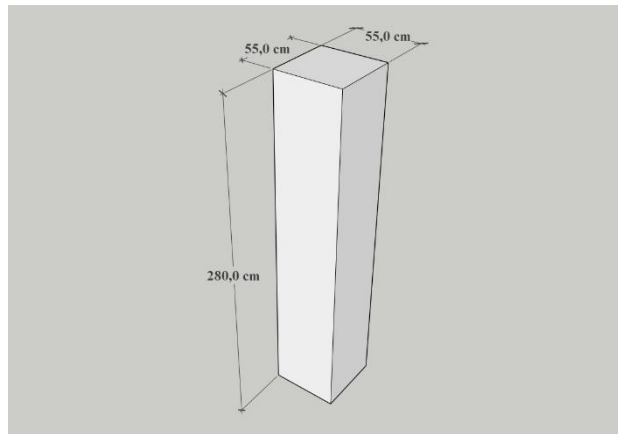
Donc  $B_r \geq \frac{4778.13 \times 10^3}{0.8294 \times 25.7} = 255387\text{ mm}^2$

Pour que  $a_r^2 = B_r$  .....  $a_r = \sqrt{255387} = 505\text{mm} \approx a_r = 50.5 \text{ cm}$

**Donc** la section minimale de poteau le plus sollicité de la structure, avec un béton de classe C30, et un pourcentage minimal exigé par RPA 2024, et un fe400, cette section doit être supérieur de **B=2550cm<sup>2</sup>** avec largeur min **a = 50.5cm**

Vérification de rigidité : si on adopte un **a=55 cm**, on doit vérifier que la rigidité des poteaux est supérieure à la rigidité des poutres,  $Rigidité_{poteaux} = \frac{55 \times 55^3}{12 \times 280} = 2723.40\text{cm}^3 \geq Rigidité_{poutres} = \frac{35 \times 65^3}{12 \times 690} = 1160.85\text{cm}^3$  .....condition vérifier

- **Donc on adopte une section de (55×55) cm .....3025 cm<sup>2</sup> ≥ 2550.25 cm<sup>2</sup>**



- **Figure III.15** : présentation des diverses formes de poteaux du 2eme +3eme étage

• **(4<sup>eme</sup> +5<sup>eme</sup>) ETAGE :**

$l_{cl} = 280 \text{ cm}$

$L_f = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm}$

$\lambda = 196/25 = 7.84 < 14.4$  ..... vérifié

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = \sqrt{12 \left( \frac{l_{cl} \max x 0.7}{a_{min}} \right)} = \sqrt{12 \left( \frac{2.8x 0.7}{0.50} \right)} = 13.58$  pour rester toujours dans les compressions centrées

Suivant [BAEL (Chapitre 8 article II.1) P111] d'où :

$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{13.58}{35} \right)^2} = 0.8251$

On suppose que  $A_s = 0.01B$ , soit le pourcentage total minimal pour la zone V (1.0%) des aciers longitudinaux

Donc :  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{B f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$  ..... Sera.....  $N_u \leq \alpha \cdot B_r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.01 \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$  .....(1)

On a que :

- $\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} = \frac{30}{0.9 \times 1.5} = 22.22 \text{ MPa}$
- $\frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} = \frac{0.01 \times 400}{1.15} = 3.48 \text{ MPa}$
- soit la somme des deux **22.22 + 3.48 = 25.7MPa**.....(2)

De remplacement de (2) en (1) on obtient la formule suivante  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times 25.7}$

Pour une  $\alpha = 0.8251$  déjà déterminer

Et  $N_u=3552.61$  MN déterminer dans le chapitre charges et surcharges

Donc  $B_r \geq \frac{3552.61 \times 10^3}{0.8251 \times 25.7} = 167535 \text{ mm}^2$

Pour que  $a_r^2 = B_r \dots\dots\dots a_r = \sqrt{167535} = 409 \text{ mm} \approx a_r = 41 \text{ cm}$

**Donc** la section minimale de poteau le plus sollicité de la structure, avec un béton de classe C30, et un pourcentage minimal exigé par RPA 2024, et un fe400, cette section doit être supérieur de **B=1681cm<sup>2</sup>** avec largeur min **a = 41cm**

Vérification de rigidité : si on adopte un **a=50 cm**, on doit vérifier que la rigidité des poteaux est supérieure à la rigidité des poutres,  $Rigidité_{poteaux} = \frac{50 \times 50^3}{12 \times 280} = 1860.12 \text{ cm}^3 \geq$

$Rigidité_{poutres} = \frac{35 \times 65^3}{12 \times 690} = 1160.85 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots$ condition vérifier

- **Donc on adopte une section de (50×50) cm .....2500 cm<sup>2</sup> ≥ 1681 cm<sup>2</sup>**

• **(6<sup>eme</sup> +7<sup>eme</sup>) ETAGE :**

$l_{cl} = 280 \text{ cm}$

$L_f = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm}$

$\lambda = 196/25 = 7.84 < 14.4 \dots\dots\dots$  vérifié

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = \sqrt{12 \left( \frac{l_{cl} \max x 0.7}{a_{min}} \right)} = \sqrt{12 \left( \frac{2.8 \times 0.7}{0.45} \right)} = 15.09$  pour rester toujours dans les compressions centrées Suivant [BAEL (Chapitre 8 article II.1) P111] d'où :

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left( \frac{15.09}{35} \right)^2} = 0.8195$

On suppose que  $A_s = 0.01B$ , soit le pourcentage total minimal pour la zone V (1.0%) des aciers longitudinaux

Donc :  $N_u \leq \alpha \left[ \frac{B f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots$  serra.....  $N_u \leq \alpha \cdot B_r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.01 f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots(1)$

On a que :

- $\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} = \frac{30}{0.9 \times 1.5} = 22.22 \text{ MPa}$
- $\frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} = \frac{0.01 \times 400}{1.15} = 3.48 \text{ MPa}$
- soit la somme des deux **22.22 + 3.48 = 25.7MPa.....(2)**

De remplacement de (2) en (1) on obtient la formule suivante  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times 25.7}$

Pour une  $\alpha = 0.8195$  déjà déterminer et  $N_u=1893.73$  MN déterminer dans le chapitre charges et surcharges

Donc  $B_r \geq \frac{1893.73 \times 10^3}{0.8195 \times 25.7} = 89916 \text{ mm}^2$

Pour que  $a_r^2 = B_r \dots\dots\dots a_r = \sqrt{89916} = 30 \text{ mm} \approx a_r = 30 \text{ cm}$

**Donc** la section minimale de poteau le plus sollicité de la structure, avec un béton de classe C30, et un pourcentage minimal exigé par RPA 2024, et un fe400, cette section doit être supérieur de **B=900cm<sup>2</sup>** avec largeur min **a = 30cm**

Vérification de rigidité : si on adopte un  $a=45\text{ cm}$ , on doit vérifier que la rigidité des poteaux est supérieure à la rigidité des poutres,  $Rigidité_{poteaux} = \frac{45 \times 45^3}{12 \times 280} = 1220.42\text{ cm}^3 \geq$

$Rigidité_{poutres} = \frac{35 \times 65^3}{12 \times 690} = 1160.85\text{ cm}^3$  .....condition vérifier

- Donc on adopte une section de  $(45 \times 45)\text{ cm}$  ..... $2025\text{ cm}^2 \geq 900\text{ cm}^2$

**(8<sup>eme</sup> +9<sup>eme</sup>) ETAGE :**

On constate avec la vérification de rigidité des deux derniers étages, que la rigidité des poteaux de  $(45 \times 45)\text{ cm}$  est presque égale à celle des poutres, donc cette condition de rigidité va être non vérifier si on adopte une autre réduction de section de poteaux pour ces derniers étages

Voici la vérification : pour des poteaux de  $a=40\text{ cm}$ , on doit vérifier que la rigidité des poteaux est supérieure à la rigidité des poutres,

$Rigidité_{poteaux} = \frac{40 \times 40^3}{12 \times 280} = 761.9\text{ cm}^3 \geq Rigidité_{poutres} = \frac{35 \times 65^3}{12 \times 690} =$

$1160.85\text{ cm}^3$  .....condition non vérifier

Donc on adopte une section de  $(45 \times 45)\text{ cm}$  pour ces étages supérieur

**III.2.2.3. Les voiles :**

Le pré dimensionnement des murs en béton arme est justifié par l'article 7.7.1 du RPA2024. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte. Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.)

D'après le RPA 2024, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

$L_w$  : représente la longueur du voile

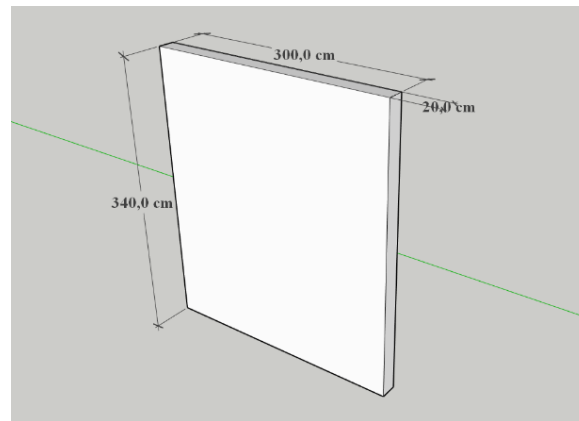
$b_w$  : représente l'épaisseur du voile qui doit respecter la conditions  $b_w \geq \max(15\text{ cm}, \frac{h_e}{20})$

$h_e$  : la hauteur libre du voile

Niveau	$h_e$ (Cm)	$\frac{h_e}{20}$	$b_w$ (Cm)
Cave	280	14	15
Rdc+1 <sup>er</sup> +2eme	340	17	20
Autres étages	280	14	15
R+10	175	8.75	15

Tableau III.2 : pré dimensionnement des voiles

Donc on adopte pour une épaisseur de voile de **20cm** pour tous les étages



- Figure III.16 : présentation des voiles de RDC

### III.3. RECAPE :

Éléments		Pré dimensionnements
Poutre principale 01	/	(30×55) cm <sup>2</sup>
Poutre principale 02	/	(35×65) cm <sup>2</sup>
Poutre intermédiaire	/	(30×50) cm <sup>2</sup>
Poteaux circulaire au RDC	/	D=60cm
Poteaux	Cave	(65×65) cm <sup>2</sup>
	RDC+1 <sup>er</sup> Étage	(60×60) cm <sup>2</sup>
	2 <sup>eme</sup> +3 <sup>eme</sup> Étage	(55×55) cm <sup>2</sup>
	4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> Étage	(50×50) cm <sup>2</sup>
	6 <sup>eme</sup> +7 <sup>eme</sup> +8 <sup>eme</sup> +9 <sup>eme</sup> Étage	(45×45) cm <sup>2</sup>
Voiles	/	20cm
Plancher corps creux	/	(16 +4)
DP1 et DP2	/	20cm
DP3 et DP4	/	15cm
Escalier	/	Ep =18 cm
Paliers de repos	/	Ep =15 cm

Tableau III.3 : pré dimensionnement des éléments structurels

### III.4. Conclusion :

Ce chapitre de prédimensionnement des éléments structurels a permis d'établir une base de données essentielle pour une modélisation précise et fiable de la maquette numérique.

Il constitue une étape fondamentale en vue d'une analyse structurale optimisée et d'une conception conforme aux normes en vigueur.

Les résultats obtenus serviront de référence pour la phase de modélisation détaillée à l'aide des outils BIM.

# **Chapitre IV :**

## **Evaluation et descente des charges**

**IV.1. Introduction :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

**IV.2. Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général composées de :

- Charges permanentes.
- Charges d'exploitation ou surcharges.

**IV.2.1. Les charges permanentes : (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calculs.

Le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés, ces listes sont disponibles dans le DTR.

**IV.2.2. Les charges d'exploitation : (Q)**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation normale pour faciliter la prise en compte de chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires celle-ci sont présentées dans la D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

**IV.3. Evaluation des charges et des surcharges :****IV.3.1. Planchers :****IV.3.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(k/m <sup>2</sup> )
01	Protection en gravillon roulé	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente 1 %	0.07	2000	60
04	Isolation thermique en polystyrène D30	0.04	15	0.6
05	Plancher en dalle pleine e=20cm	0.20	2500	500
06	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
				<b>G=708.6kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=100kg/m<sup>2</sup></b>

*Tableau IV.1 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » du plancher terrasse.*

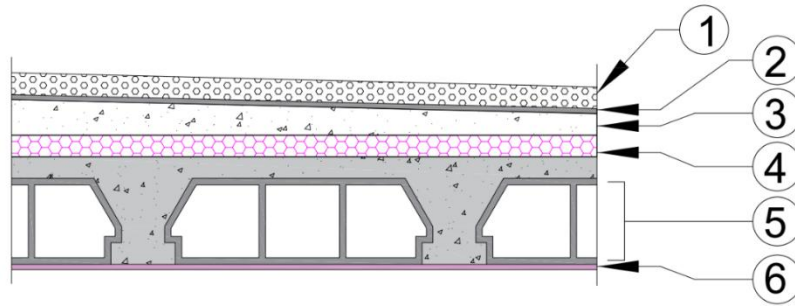


Figure IV.1 : coupe plancher terrasse.

**IV.3.1.2. Planchers étages courant (de 2eme au 8eme étage) :**

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.01	2000	20
02	Mortier de pose	0.04	2000	80
03	Plancher à Corps-creux 16+4	/	/	280
04	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
05	Cloisons de séparation	0.1	/	90
				<b>G=506kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=150kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau IV.2 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » des du plancher courant.

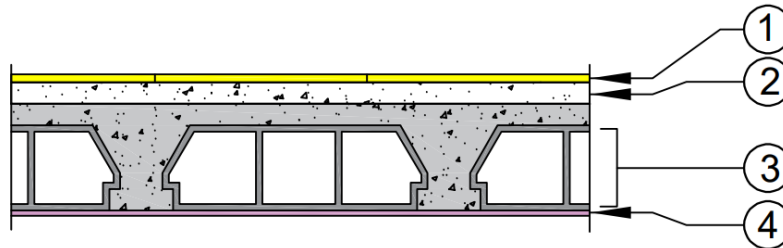


Figure IV.2 : coupe plancher RDC + étages courants.

**IV.3.1.3. Planchers cave (niveau +0.00) :**

Le plancher de la cave en dalle pleine.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.01	2000	20
02	Mortier de pose	0.04	2000	80
04	Plancher en dalle pleine e=20cm	0.20	2500	500
05	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
/	Cloisons de séparation	0.1	/	90
				<b>G=726kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=250kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau IV.3 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher courant.

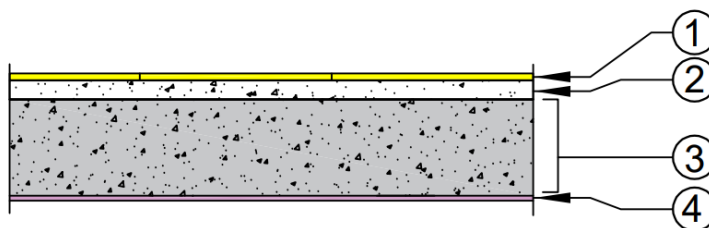


Figure IV.3 : coupe dalle pleine .

#### IV.3.1.4. Planchers (niveau +3.90) :

Le plancher de la cave en dalle corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.01	2000	20
02	Mortier de pose	0.04	2000	80
04	Plancher à Corps-creux 16+4	/	/	280
05	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
/	Cloisons de séparation	0.1	/	90
				<b>G=506kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=250kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau IV.4 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des du plancher niveau +3.90m.

#### IV.3.2. Balcons :

##### IV.3.2.1. Balcons DP1 et DP2 (accessibles):

Les balcons sont en dalle pleine

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.01	2000	20
02	Mortier de pose	0.04	2000	80
04	Plancher en dalle pleine e=20cm	0.20	2500	500
05	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
/	Cloisons de séparation	0.1	/	90
				<b>G=726.6kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=350kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau IV.5 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des balcons DP1 et DP2(accessibles)

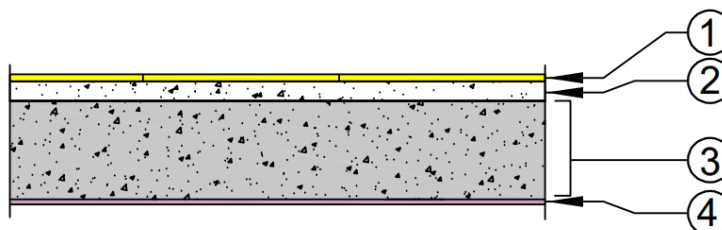


Figure IV.4 : coupe dalle pleine des balcons DP, DP2, DP3, et DP4 (accessibles).

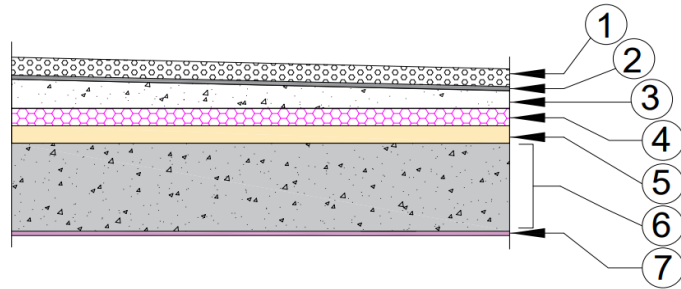
**IV.3.2.2. Balcons DP1 et DP2 (non accessibles) :**

Ces balcons sont en dalle pleine

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques(kg /m <sup>3</sup> )	G(k/m <sup>2</sup> )
01	Protection en gravillon roulé	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente 1%	0.07	2000	60
04	Isolation thermique en polystyrène D30	0.04	15	0.6
05	Plancher à corps creux 16+4	0.2	2500	500
06	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
				<b>G=708.6kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=100kg/m<sup>2</sup></b>

*Figure IV.5 : coupe dalle pleine des balcons DP, DP2, DP3, et DP4. (Non accessibles).***IV.3.2.3. Balcons DP3 et DP4 (accessibles) :**

Ces balcons sont en dalle pleine

*Tableau IV.6 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q »  
Des balcons DP1 et DP2 (non accessibles)*

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.01	2000	20
02	Mortier de pose	0.04	2000	80
04	Plancher à Corps-creux 16+4	0.15	2500	375
05	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
/	Cloisons de séparation	0.1	/	90
				<b>G=601 kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=350kg/m<sup>2</sup></b>

*Tableau IV.7 : Evaluation des charges « G »et surcharges « Q » des balcons DP3 et DP4 (accessibles)***IV.3.2.4. Balcons DP3 et DP4 (non accessibles) :**

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(k/m <sup>2</sup> )
01	Protection en gravillon roulé	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente 1%	0.07	2000	60
04	Isolation thermique en polystyrène D30	0.04	15	0.6
05	Plancher en dalle pleine e=20cm	0.15	2500	375
06	Enduit mortier de ciment	0.02	1800	36
				<b>G=583.6kg/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=350kg/m<sup>2</sup></b>

Tableau IV.8 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des balcons DP3 et DP4

IV.3.3. L'acrotère :

➤ **Section transversal:**  $S = (0.6 \times 0.1) + (0.2 \times 0.1) - \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S = 0.079m^2$

Poids propre =  $0.079 \times 2500 = 197,5 \text{ kg/ml}$ .

Revêtement en enduit de ciment =  $0.7 + 0.2 + 0.1 + 0.1 + 0.6 = 1.7 \times 0.015 \times 2000 = 51 \text{ kg/ml}$

Charge permanente :

$G_{total} = 197.5 + 51 = 248.5 \text{ kg/m}$

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

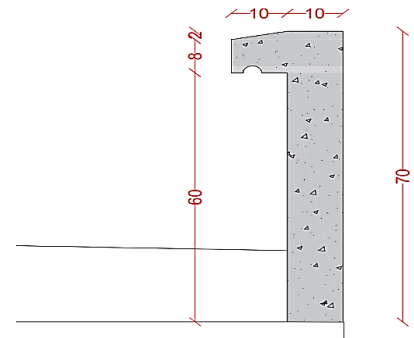


Figure IV.6 : coupe acrotère

IV.3.4. Maçonnerie :

IV.3.4.1. Murs extérieurs :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques(kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur	0.015	1300	19.5
Brique creuses	0.15	1400	210
Brique creuses	0.10	1400	140
Enduit extérieur	0.02	2000	40
			<b>G=409.5 kg/ml</b>

Tableau IV.9 : Evaluation des charges « G » des murs extérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture  
Soit  $G = 409,5 \times 0,7 = 286,65 \text{ Kg/m}^2$

IV.3.4.2. Murs intérieurs :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
Enduit intérieur	0.015	1300	19.5
Brique creuses	0.10	1400	140
Enduit extérieur	0.02	2000	40
			<b>G=199.5 kg/ml</b>

Tableau IV.10 : Evaluation des charges « G » des murs intérieurs

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture  
Soit  $G = 199.5 \times 0,7 = 139.65 \text{ Kg/m}^2$

IV.3.5. L'escalier :

IV.3.5.1. Paliers des escaliers :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques(kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )
Poids propre	0.15	2500	300
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Revêtements	0.02	2000	30
Garde-corps métallique	/	/	10
			<b>G= 424 kg/ml</b>
			<b>Q= 250 kg/ml</b>

Tableau IV.11: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers de repos

## IV.3.5.2. Volées des escaliers :

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques(kg /m <sup>3</sup> )	G(kg/m <sup>2</sup> )	Matériaux
Poids propre paillasse	0.18	1.4	2500	630
Marches	0.18/2	1.4	2500	315
Carrelage	0.01		2200	22
Mortier de pose	0.04		2000	80
Revêtements	0.015		2000	30
Garde-corps métallique	/		/	10
				<b>G= 1087 kg/ml</b>
				<b>Q= 250 kg/ml</b>

Tableau IV.12 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées

Tableau récapitulatif :Éléments	Poids volumiques G (kg /m <sup>3</sup> )	Charges exploitation G (kg/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	708.6	100
Plancher étage courant	506	150
Plancher niveau +0.00	726	250
Plancher niveau +3.90	506	250
Balcons DP1 et DP2 (accessible)	726.6	350
Balcons DP1 et DP2 (non accessible)	708.6	100
Balcons DP2 et DP3 (accessible)	601	350
Balcons DP2 et DP3 (non accessible)	583.6	100
Acrotère	248.5	100
Murs extérieurs	406.5	-
Murs intérieurs	199.5	-
Paliers de repos des escaliers	424	250
Volées des escaliers	1087	250

Tableau IV.13: tableau récapitulatif des charges « G » et surcharges «Q» des éléments structurels

## IV.3.6. Poussée du sol :

La poussée du sol est déterminée automatiquement par le robot, après l'entrée des données nécessaires issues du rapport géotechnique.

Voici les données utilisées.

**Données géométriques**

Niveau du sol (Z) = -1,50 (m)

Inclinaison du sol (alpha) = 0,00 (Deg)

Inclinaison de l'élément de soutènement (bêta) = 0,00 (Deg)

**Sol : Sol stratifié :**

-Pas de nappe phreatique

No.	Nom du sol	Niveau	Epaisseur	Poids volumique	Poids volumique
				<b>volumique</b>	<b>unitaire</b>
		(m)	(m)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )
<b>1</b>	SOL	-1,50		1850,00	1850,00

**Coefficients de poussées limites et équilibres pour les sols:**

No. sol	Niveau (m)	Angle de frottement (Deg)	Ka	K0
1 SOL -1,50	13,00	0.633	0.775	1.580

**Poussée et butée du sol:** Coefficient de déplacement ultime: = 0,00

**IV.4. Descente des charges :**

La descente des charges est une opération qui consiste à calculer pour tout élément porteur de la construction (mur, poteaux, ...etc.) les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations, les actions verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées par :  
Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2 ; A : 6.3)

Q								
ELEMENT	niv	L	B	S	Q KN/m <sup>2</sup>	Q	Dégression	
Terrasse	Q0	0	6,9	6	41,40	1	41,40	41,40
R+8	Q1	1	6,9	6	41,40	2,5	103,50	144,90
R+7	Q2	2	6,9	6	41,40	1,5	62,10	198,72
R+6	Q3	3	6,9	6	41,40	1,5	62,10	246,33
R+5	Q4	4	6,9	6	41,40	1,5	62,10	287,73
R+4	Q5	5	6,9	6	41,40	1,5	62,10	322,92
R+3	Q6	6	6,9	6	41,40	1,5	62,10	351,90
R+2	Q7	7	6,9	6	41,40	1,5	62,10	381,34
R+1	Q8	8	6,9	6	41,40	2,5	103,50	439,88
R-D-C	Q9	9	6,9	6	41,40	2,5	0,00	423,94
<b>Total</b>					<b>Q(KN)</b>	<b>2839.05</b>		

Tableau IV.14: tableau des dégression surcharges « Q » de chaque étage

**Combinaison de charges de poteau le plus sollicité**

G (évaluation des charges de poteau le plus sollicité)												
	ELEMENT	L m	B m	H	S m <sup>2</sup>	V m <sup>3</sup>	Y KN/m <sup>3</sup>	G KN/m <sup>2</sup>	G KN	N niveau	GT KN	
<b>Terrasse</b>	Dalle pleine	5,1	6,5		33,15			7,08	234,70	1	323,75	
	P,P poutres 1	6,6	0,3	0,65		1,29	25		32,18			
	P,P poutres 2	5,7	0,3	0,55		0,94	25		23,51			
	P,P intermédiaire	6,6	0,3	0,5		0,99	25		24,75			
	p,p poteau	1,7	0,45	0,45		0,34	25		8,61			
<b>Étages courants</b>	Corps creux	5,1	6,5		33,15			5,06	167,74	6	1571,07	
	P,P poutres 1	6,6	0,3	0,65		1,29	25		32,18			
	P,P poutres 2	5,7	0,3	0,55		0,94	25		23,51			
	P,P intermédiaire	6,6	0,3	0,5		0,99	25		24,75			
	p,p poteau	2,7	0,45	0,45		0,55	25		13,67			
<b>Étages rdc+ 1er +2eme</b>	Corps creux	5,1	6,5		33,15			5,06	167,74	2	547,78	
	P,P poutres 1	6,6	0,3	0,65		1,29	25		32,18			

	P,P poutres 2	5,7	0,3	0,55		0,94	25		23,51		
	P,P intermédiaire	6,6	0,3	0,5		0,99	25		24,75		
	p,p poteau	3,4	0,55	0,55		1,03	25		25,71		
	<b>ELEMENT</b>	<b>L m</b>	<b>B m</b>	<b>H</b>	<b>S m<sup>2</sup></b>	<b>V m<sup>3</sup></b>	<b>Y KN/m<sup>3</sup></b>	<b>G KN/m<sup>2</sup></b>	<b>G KN</b>	<b>N niveau</b>	<b>GT KN</b>
<b>Cave</b>	Dalle pleine	5,1	6,5		33,15			7,26	240,67		
	P,P poutres 1	6,6	0,3	0,65		1,29	25		32,18		
	P,P poutres 2	6,0	0,3	0,55		0,99	25		24,75	1	342,76
	P,P intermédiaire	6,6	0,3	0,5		0,99	25		24,75		
	p,p poteau	2,7	0,55	0,55		0,82	25		20,42		
<b>Total</b>								<b>G (KN)</b>	<b>2785,36</b>		

**Tableau IV.15:** tableau évaluation des charges de poteau E-13 le plus sollicité

*L= longueur de l'éléments*

*B= largeur de l'éléments*

*H= Epaisseur ou hauteur de l'éléments*

*S= surface pour les charges surfacique*

*V= volume pour les charges volumique*

*y= masse volumique*

*Q= charges d'exploitations*

*G= charges permanentes*

*N= nombre de niveaux identiques*

#### ELU : état limite ultime

<b>ELU</b>	1,35	G	1,5	Q	<b>Nu</b>	<b>8018.80</b>	(KN)
	1,35	2785,4	1,5	2839			

#### ELS : état limite de service

<b>ELS</b>	1	G	1	Q	<b>Ns</b>	<b>5524.40</b>	(KN)
	1	2785,4	1	2839			

#### Majoration de poteaux centrale en contact avec un poteau de rive

<b>ELU</b>	Majoration de 10%	Selon CBA	<b>NU=</b>	<b>8820.68</b>	(KN)
------------	-------------------	-----------	------------	----------------	------

**NS= 6186.84 (KN)**

### IV.5. Conclusion :

L'évaluation des charges et surcharges pour un projet hôtelier fournit une base de données essentielle à la modélisation précise de la maquette numérique de la structure. Elle permet d'intégrer les contraintes physiques réelles dans le modèle, garantissant ainsi sa fiabilité. Cette démarche contribue à une analyse structurale réaliste et facilitée. En conséquence, elle améliore la prise de décision tout au long du processus de conception.

**Chapitre V :**  
**Maquette numérique**  
**Application pratique du processus BIM**

## V.1 introduction :

Dans le cadre des projets intégrés au processus BIM (Building Information Modeling), la modélisation de la structure est effectuée à l'aide d'un logiciel dédié à la modélisation structurelle. La structure peut être conçue soit indépendamment, soit comme une composante de la maquette numérique globale comprenant l'architecture et les autres corps d'état. Pour ce cas d'étude, le logiciel utilisé pour la modélisation architecturale et structurelle est Autodesk Revit 2025.



*Figure V.1 : Maquette architecturale réalisée avec logiciel Autodesk Revit*

### V.1.1. La plateforme utilisée

La plateforme de collaboration et de coordination utilisée est celle d'Autodesk, s'appuyant sur ses logiciels de modélisation et de calcul structurelle, enrichis d'extensions spécifiques telles que RPA Integrator, Robot Complete et Lumion, qui facilitent et optimisent certaines tâches techniques.



*Figure V.2 : logiciel Autodesk Revit comme outil de modélisation de la maquette numérique*

- a- **Logiciel de modélisation et de préparation du modèle analytique :**  
Revit Autodesk 2025 a été utilisé pour la modélisation intégrée de la maquette numérique, incluant les maquettes architecturale, structurelle et MEP. Il permet également la génération des devis et des plannings d'exécution des travaux.

**b- Logiciel d'analyse et de calcul structural :**

Robot Structural Analysis Autodesk 2025 a servi à analyser et vérifier le modèle structural importé depuis Revit, en effectuant les calculs nécessaires dans les états statiques et dynamiques de la structure.

**c- RPA Integrator :**

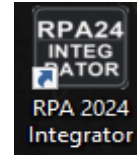
Cet outil facilite l'intégration automatique des combinaisons de charges conformément au nouveau règlement parasismique RPA 2024, ainsi que l'injection directe du spectre de réponse vers Robot Structural Analysis.

**d- Robot Complet:**

Après les étapes de modélisation et de calcul, Robot Complet est utilisé pour l'exploitation simplifiée des résultats. Il propose un processus automatisé de vérification selon les normes RPA 2025 ainsi que le ferrailage précis des différents éléments structurels et d'infrastructure, avec une interface conviviale.

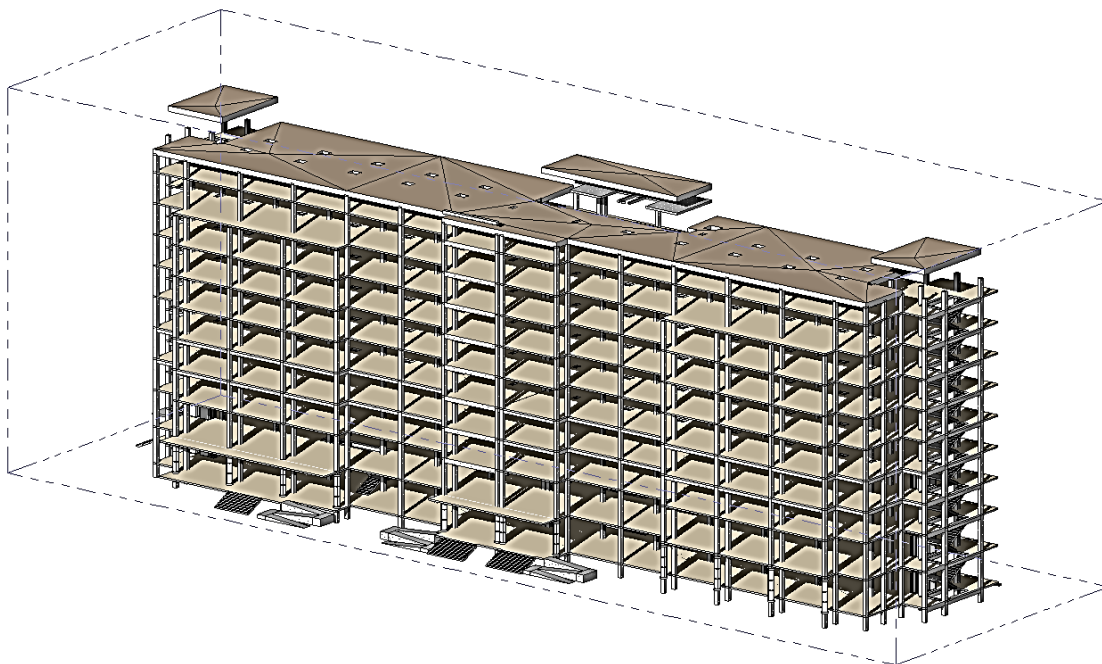
**e- Logiciel de visualisation : Lumion 12 :**

Lumion 12 a été utilisé pour la restitution visuelle de la maquette numérique, permettant une visualisation en 2D, en images rendues ou en animation immersive.

**V.2. Étapes de modélisation****V.2.1. Maquette Générale (Architecturale + Structurelle)**

La maquette numérique globale de l'hôtel, constitué d'un rez-de-chaussée avec neuf niveaux (R+9) et d'un niveau sous-sol (cave), a été modélisée sous Autodesk Revit. Les éléments structurels ont été modélisés en respectant :

- Le prédimensionnement initial (poteaux, poutres, voiles périphériques, planchers, balcons, escaliers), Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (notamment une résistance du béton de 30 MPa), Et bien entendu, les contraintes architecturales (hauteurs des niveaux, agencement intérieur, etc.).



- **Figure V.3 :** La maquette de la structure générer de la maquette architecture

### V.2.2. Maquette Structurale et Analyse

Dans le cadre de la modélisation structurale d'un projet BIM, deux méthodes peuvent être adoptées.

- La première consiste à travailler au sein d'un même fichier Revit contenant les différentes disciplines (architecture, structure, CVC-électricité-plomberie). Dans ce cas, il est possible de sélectionner le gabarit de vue approprié et de filtrer les éléments par discipline, en se concentrant uniquement sur les vues en plan et les étages pour dessiner la structure.
- 2- La deuxième méthode consiste à créer un nouveau gabarit dédié à la structure (c'est notre cas), Elle commence par l'ouverture d'un fichier Revit avec un modèle de structure spécifique (ouverture d'un nouveau fichier revit+ model + crée + fichier gabaret + gabaret de structure, et créer un nouveau projet).

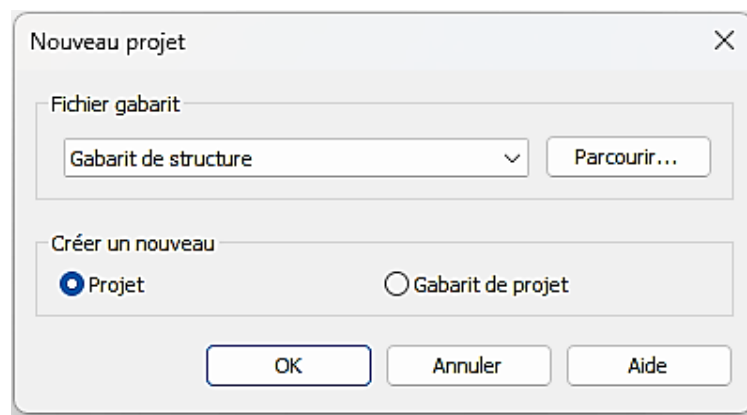


Figure V.4 : création de gabaret structure nouveau projet

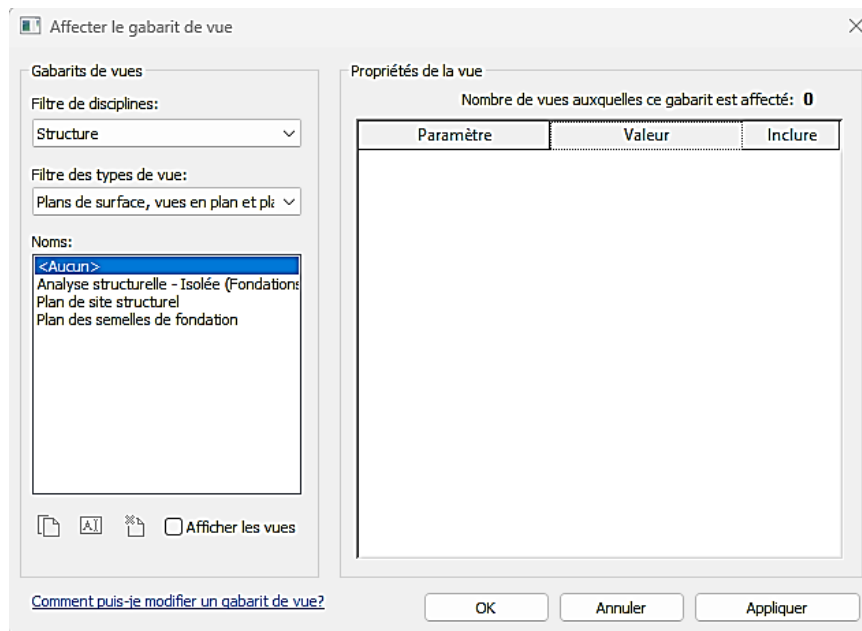


Figure V.5 : création de gabaret structure a l'intérieur de la maquette architecture

Quelle que soit la méthode choisie, les étapes suivantes sont identiques :

### V.2.3. Création et vérification des axes et niveaux :

La première étape consiste à définir précisément les axes et les niveaux du projet, qui servent de base à toute la modélisation structurale.

#### V.2.4. Utilisation des outils de modélisation avancés de Revit :

Revit propose des outils plus évolués que certains logiciels de calcul pour la création des éléments porteurs tels que les fondations, poutres, voiles et poteaux. Grâce à la fonctionnalité « quadrillage », il est possible de générer automatiquement des semelles et des poutres en sélectionnant simplement les intersections des axes prédéfinis.

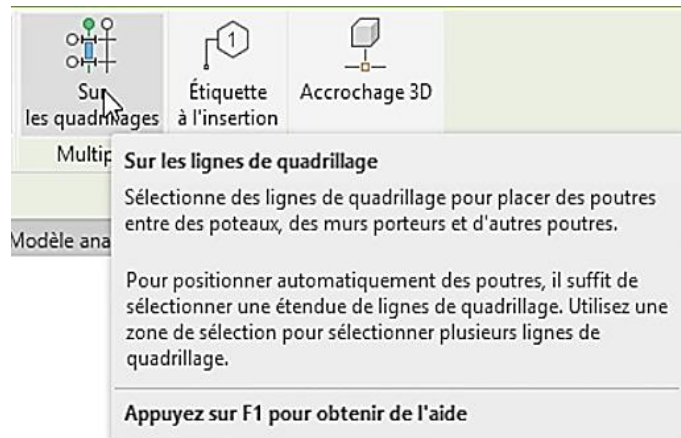


Figure V.6 : outil sur les quadrillages

#### V.2.5. Modélisation réaliste des éléments structurels :

Revit permet de concevoir une maquette détaillée et réaliste des différents éléments de structure. Lors de cette phase, chaque élément (semelles, poteaux, voiles périphériques, planchers) est affecté de caractéristiques précises :

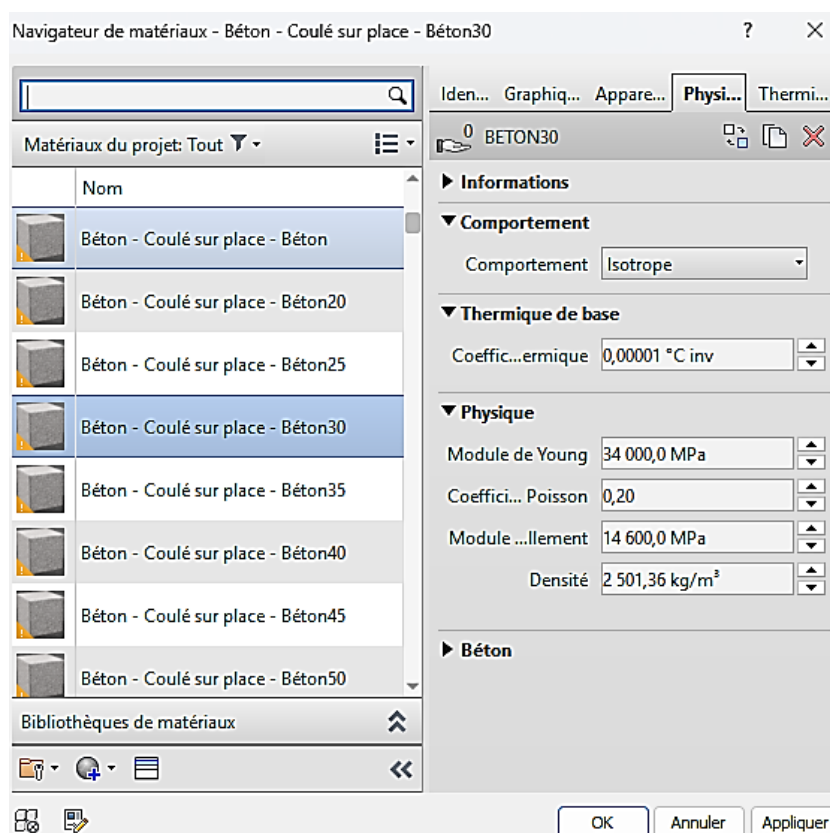


Figure V.7: Configuration des caractéristiques des matériaux utilisées

- **Matériaux** : choix entre différentes classes de matériaux (par exemple, béton coulé sur place, béton armé classique), avec possibilité de personnaliser leur description, classe, commentaires, motifs 2D (en surface et en coupe), apparence 3D et couleur.
- **Propriétés physiques** : module de Young, coefficient de Poisson, module de cisaillement, densité, résistance à la compression, etc.
- **Caractéristiques thermiques** : conductivité thermique pouvant être ajustée manuellement ou prise depuis des valeurs préconfigurées.

### V.2.6. Ajustement visuel et justification des éléments :

Une fois la structure dessinée, l'outil de justification permet de régler l'apparence des poutres selon les axes Y et Z, afin d'obtenir une représentation réaliste et cohérente du modèle.

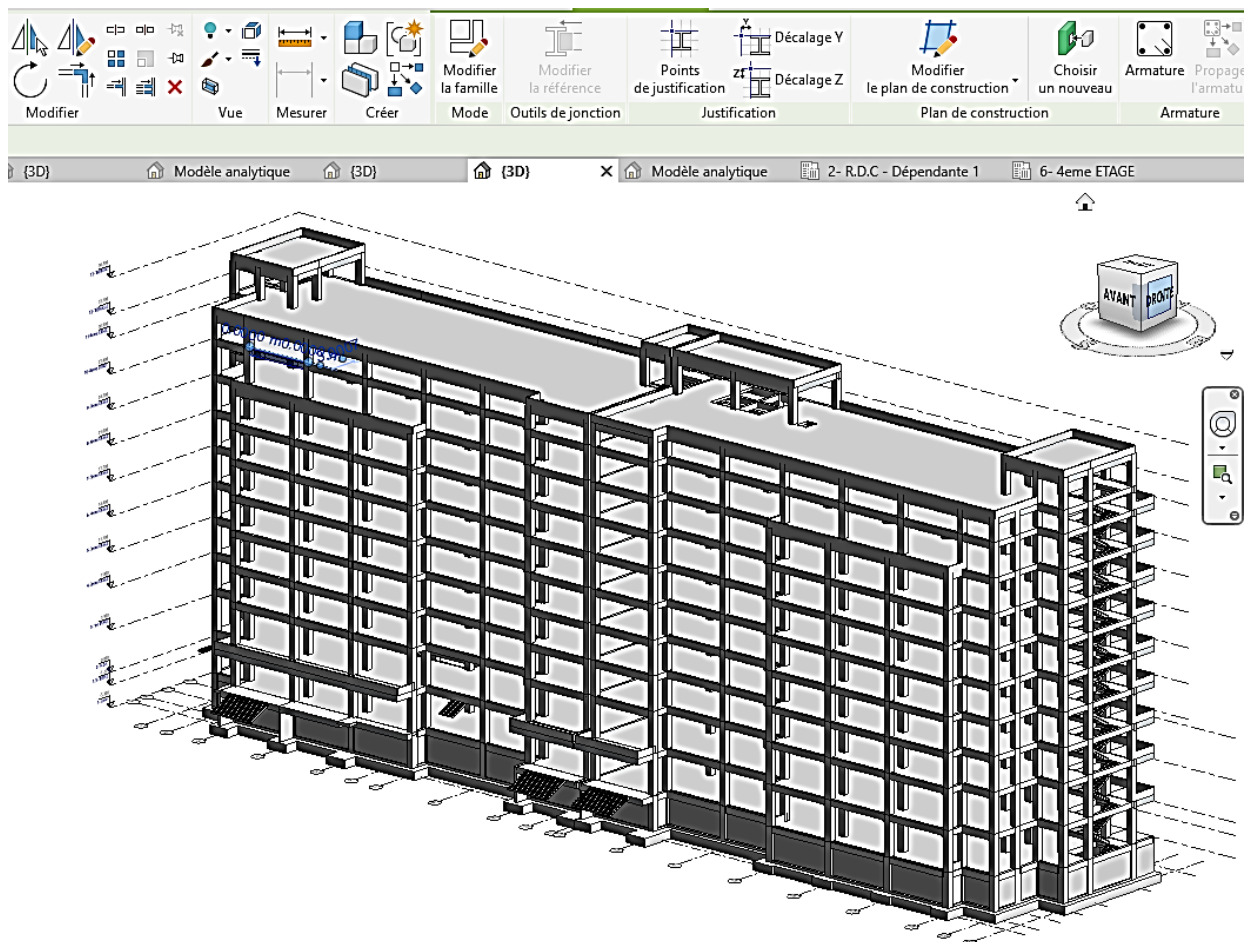
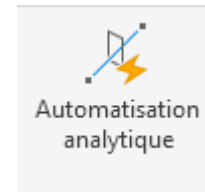


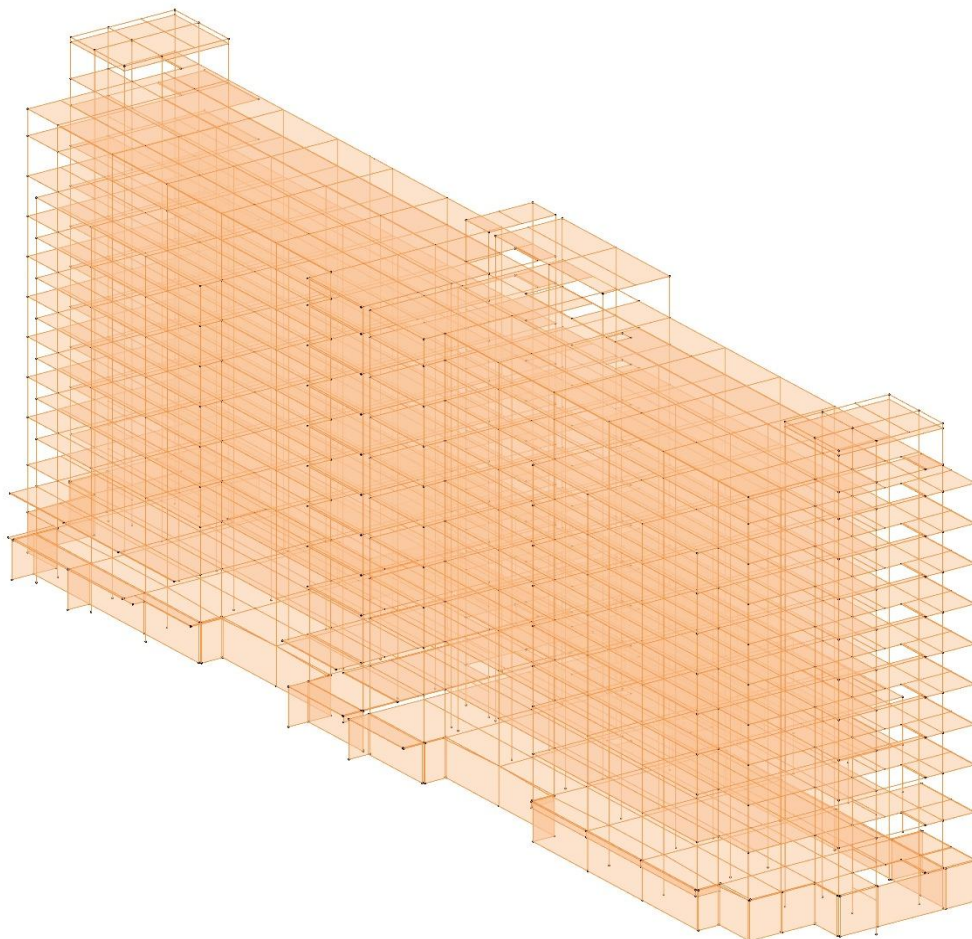
Figure V.8: model physique de maquette structurale après modélisation par Revit

### V.2.7. Préparation de l'export vers Robot Structural Analysis :

Avant l'analyse, le modèle doit être converti en modèle analytique. Depuis la fenêtre d'analyse de Revit, on active l'automatisation analytique. On sélectionne ensuite l'option "Physique analytique" adaptée aux bâtiments (pour la version Revit 2025.2). Cette fonction génère automatiquement les modèles analytiques par niveau, incluant les plans analytiques horizontaux (étages) et verticaux (élévations), facilitant ainsi la vérification du modèle avant son exportation.



*Figure V.9 : outil de conversion de modèle physique vers le modèle analytique*



*Figure V.10 : modèle analytique de la maquette structurale après conversion*

### V.2.8. Interopérabilité entre Revit et Robot Structural Analysis :

Grâce à l'interopérabilité entre les logiciels, le modèle structurel peut être exporté directement vers **Robot Structural Analysis** via l'option "Robot Structural Analysis – Intégration". Ce transfert inclut toutes les propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisés.

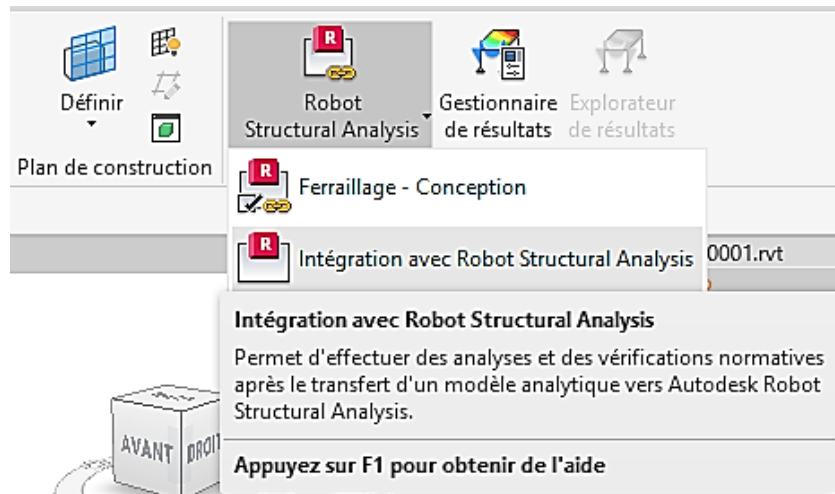


Figure V.9 : l'outil qui permet l'export de modèle structurel de revit vers robot

### V.2.9. Analyse et renforcement du modèle dans Robot :

Après l'importation dans Robot, le modèle est chargé avec les charges permanentes (G), les charges d'exploitation (Q), ainsi que les combinaisons ELS et ELU définies lors du prédimensionnement. Il est alors nécessaire de vérifier l'activation des masses propres et de s'assurer que le modèle est correctement paramétré.

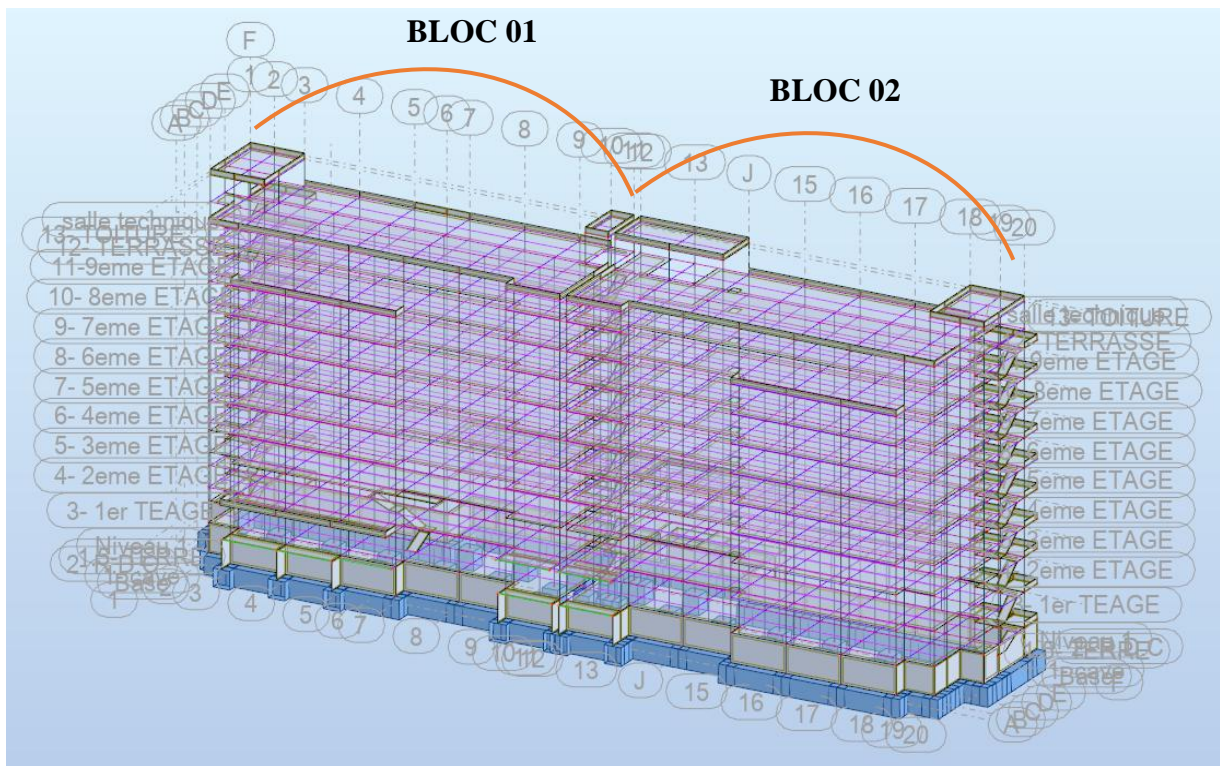


Figure V.11: model analytique ouvert dans Robot structural analysis

Étant donné que le projet comprend deux blocs distincts, ceux-ci doivent être séparés en deux fichiers indépendants afin d'évaluer leur comportement sous sollicitations sismiques. Suite au calcul initial, il a été constaté que les deux blocs présentaient un comportement souple, nécessitant l'ajout de **voiles de contreventement** supplémentaires pour améliorer la rigidité globale de la structure.

#### V.2.10. Validation finale et retour vers Revit :

Une fois les voiles ajoutés et les vérifications effectuées dans Robot, le modèle corrigé est exporté à nouveau vers Revit. Les deux blocs sont alors réassemblés dans un seul fichier, assurant une mise à jour complète et cohérente de la maquette BIM.

Ce processus illustre parfaitement l'intégration totale offerte par le workflow BIM, depuis la conception jusqu'à l'analyse structurelle et le retour d'information dans le modèle architectural.

### V.3. Étapes de Vérification, Introduction du Spectre Sismique et Définition des Combinaisons de Charges

#### V.3.1 Analyse de la Période de Vibration :

La période empirique de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = 0,786 \text{ s}$$

En appliquant un coefficient multiplicatif de 1,3, on obtient :  $1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,02 \text{ s}$

Les résultats obtenus via le logiciel Robot Structural Analysis sont les suivants :

- Bloc 01:  $T = 1,19 \text{ s}$
- Bloc 02:  $T = 1,16 \text{ s}$

Ces valeurs excèdent largement celle calculée à partir de la période empirique ( $1,3 \times T_{\text{empirique}}$ ), ce qui indique que la structure initiale présente un comportement **souple**.

Afin d'augmenter sa rigidité, il est nécessaire d'introduire des **voiles de contreventement**. Ces éléments seront modélisés directement dans Robot Structural Analysis. Une mise à jour finale de la maquette numérique globale sera effectuée après validation des améliorations apportées à la structure.

#### V.3.2 Introduction du Spectre Sismique selon le RPA 2024 :

L'analyse dynamique du projet a été réalisée conformément aux prescriptions du **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**. Cette démarche implique l'intégration des spectres sismiques dans les deux directions principales (X et Y), pour chacun des blocs du bâtiment.

Cette opération peut être effectuée :

- **Manuellement**, en utilisant les équations définies par le spectre de calcul,
- **Ou automatiquement**, grâce à l'application **RPA 2024 Integrator**, développée par M. BOUZ-NAD Walid. Cet outil facilite grandement l'intégration des spectres dans Robot Structural Analysis, en attendant son intégration native dans les prochaines versions du logiciel.

#### Données requises pour la définition du spectre :

- Coefficient d'amortissement : 10 % (soit 0,1)
- Zone sismique : IV
- Classification du site : S2
- Groupe d'importance du projet : 1B

- Facteur de comportement :  $Q_f = 4,5$
- Facteur de qualité : 1,25 en direction X / 1,30 en direction Y

### V.3.3 Procédure d'Application des Spectres :

Après la configuration des paramètres ci-dessus, l'application RPA 2024 Integrator permet de générer automatiquement les spectres sismiques et de les exporter directement vers le fichier Robot ouvert. Ainsi, les spectres sont créés et appliqués sans difficulté ni risque d'erreur manuelle.

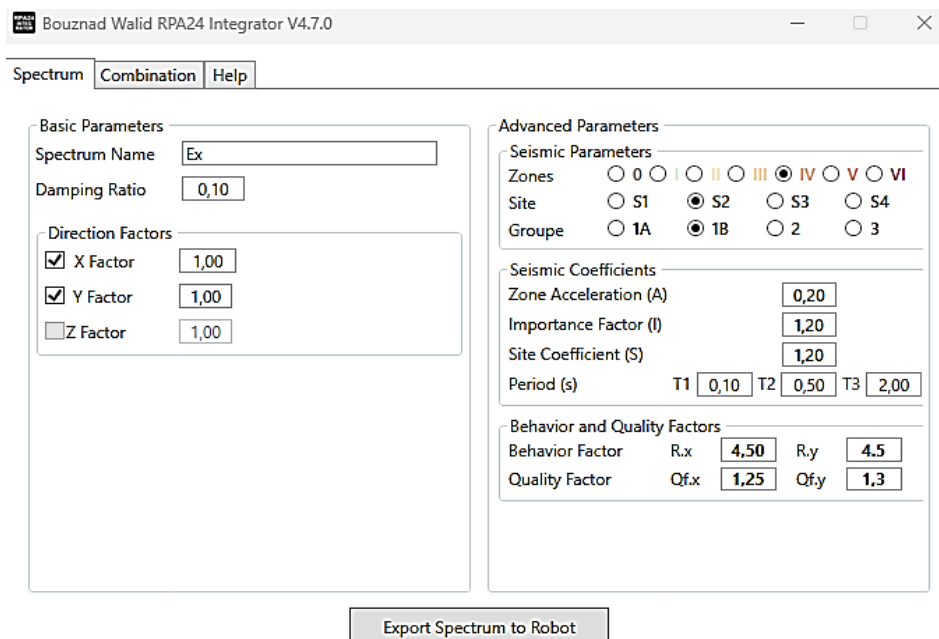


Figure V.12 : intégration directe de spectre de calcul via RPA Integrator

### V.3.4 Définition des Combinaisons d'Actions :

Les combinaisons d'actions sismiques peuvent être définies soit manuellement (selon les dispositions données aux pages 83–84 du RPA 2024), soit via l'application RPA 2024 Integrator.

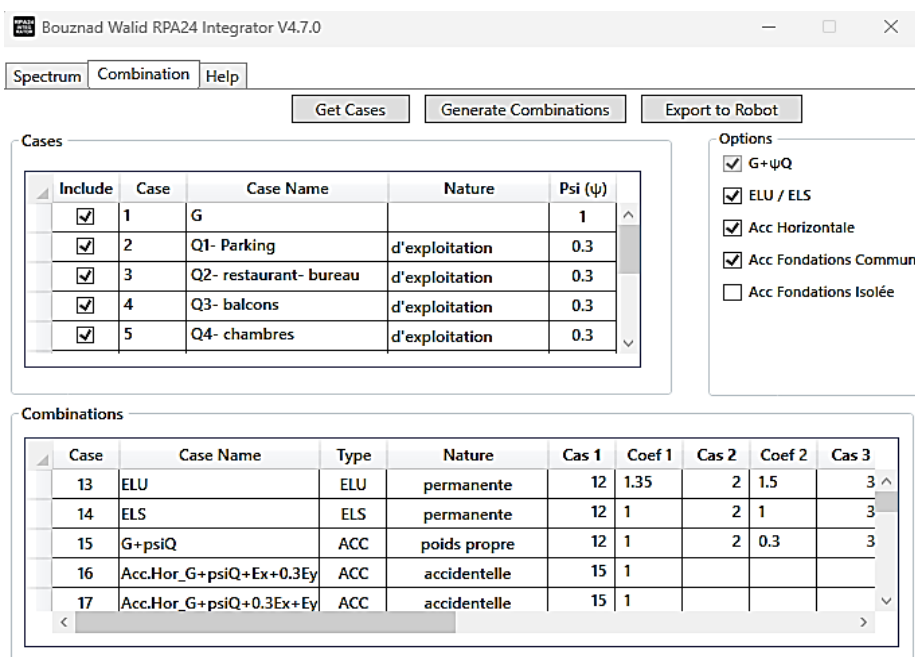


Figure V.13 : intégration des combinaisons d'actions via RPA Integrator

Données nécessaires :

- Type de fondation : radier général pour l'ensemble du projet
- Cas de charges déjà présents dans le modèle Robot : charges permanentes (G), charges d'exploitation (Q), combinaisons ELU et ELS

L'application récupère automatiquement ces informations via le bouton **Get Cases**, génère les combinaisons complètes avec le bouton **Generate Combinations**, puis les exporte vers le modèle Robot via **Export to Robot**.

### V.3.5 Application du Coefficient d'Accompagnement $\psi$ :

Dans cette étape, les masses sont pondérées selon leur contribution réelle aux efforts sismiques, en appliquant le **coefficient d'accompagnement**  $\psi$ . Cette pondération permet une modélisation plus réaliste de la participation des différentes masses au comportement global de la structure sous sollicitations sismiques.

### V.3.6 Itération et Optimisation :

Des cycles successifs d'analyse, de vérification des résultats et d'ajustements du modèle ont été nécessaires afin d'atteindre un niveau de performance structural satisfaisant. Chaque itération comprenait :

- L'exécution du calcul sismique,
- L'analyse des déformations et des efforts internes,
- La modification du modèle (ajout de voiles, ajustement des sections, etc.).

## V.4. Conclusion

La modélisation structurelle de l'hôtel (R+9 avec sous-sol) a été menée dans un environnement BIM, en utilisant le logiciel Autodesk Revit 2025, intégrant à la fois les aspects architecturaux et structurels. La maquette numérique a ensuite été exportée vers Robot Structural Analysis pour une analyse statique et dynamique approfondie.

L'étude a mis en évidence un comportement **souple** de la structure initiale, justifiant l'ajout de **voiles de contreventement** pour améliorer sa rigidité. L'analyse sismique a été réalisée conformément aux exigences du **RPA 2024**, avec l'intégration des spectres dynamiques via une application dédiée. Les combinaisons de charges ont été définies grâce à une application dédiée., garantissant ainsi une précision optimale.

Grâce à plusieurs itérations de calcul et de modifications, un dimensionnement structurellement performant a pu être atteint. Ce processus illustre parfaitement l'importance de l'intégration BIM et de l'analyse structurelle dans la conception moderne des bâtiments, tout en soulignant l'utilité croissante des outils d'interopérabilité comme l'application RPA 2024 Integrator.

# **Chapitre VI :**

## **Etude sismique de la maquette numérique**

### IV.1. Introduction :

(D.T.R-BC 2.48) est le nouveau Document Technique et Réglementaire portant sur les (REGLES PARASISMIQUE ALGRIENNES RPA 2024). Des règles actualisées, qui sont dans l'évolution et la continuité des documents précédents - le RPA 81, version 1983- RPA 88 – RPA 99 et sa version 2003.

RPA 2024 a bénéficié des grands progrès de la recherche, notamment dans le domaine du génie parasismique, aussi bien aux niveaux nationaux qu'international.

L'étude sismique revêt une grande importance dans la conception des structures, car elle permet d'évaluer le comportement réel des bâtiments face aux actions horizontales générées par les mouvements du sol, contribuant ainsi à renforcer la sécurité structurelle et à réduire les risques en cas de séisme.

#### **Parmi les essentiels Considérations qui ont guidé la présente version sont les suivants :**

- Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière.
- Réponse aux questions et remarques des utilisateurs des RPA
- Harmonisation du DTR RPA avec les autres DTR complémentaires.
- Précisé le domaine d'application du DTR RPA et lever toutes ambiguïté.
- Actualiser et bien déterminer les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories de bâtiments).
- Préciser les critères de choix de la méthode de calcul des forces sismiques (méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes).
- Décrire la méthode statique équivalente avec les modifications apportées pour les divers paramètres.
- Décrire la méthode d'analyse modale spectrale.
- Décrire la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Décrire les critères de sécurité a justifier pour que la structure soit réputée para sismiquement.
- Actualiser les volets relatifs aux fondations et murs de soutènement.

#### **Voici les chapitres de ce Nouveau DTR :**

- Chapitre I : généralité.
- Chapitre II : principes et recommandations de conception.
- Chapitre III : critères de classification.
- Chapitre IV: règles de calcul.
- Chapitre V: justification de la sécurité.
- Chapitre VI : éléments non structuraux et équipements.
- Chapitre VII : structure en béton armé.
- Chapitre VIII: structure en acier.
- Chapitre IX: structure en maçonnerie poteuse chaînée.
- Chapitre X : fondations et murs de soutènement.
- Chapitre XI : isolation sismique a la base
- Annexes A, B, C, D, E , F, G, H, I, J.



**VI.3.2. Classification des sites :**

Catégories et critères de classification :

**Catégorie S2 (site ferme) :**

Dépôts sable et/ou de gravier très denses ou d'argile sur consolidée de plusieurs dizaines de mètres et caractérisées par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur et des vitesses d'ondes de cisaillement ( $360 \text{ m/s} < V_s \leq 800 \text{ m/s}$ ), (page 46 RPA 2024).

**Actions sismiques (coefficient d'accélération) :**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, servant de valeur de référence au niveau d'un sol de classe S1, pour une période de retour,  $T_r = 475$  ans, appelé coefficient d'accélération de référence de zone, A

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

**Tableau VI.2 :** Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération

La zone de sismicité **IV**

Alors : **A = 0.20**

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
site: $S_1$	1.00	0.10	0.40
site: $S_2$	1.20	0.10	0.50
site: $S_3$	1.30	0.15	0.60
site: $S_4$	1.35	0.15	0.70

**Tableau VI.3. :** valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I

Pour un **site ferme S2**, voici les valeurs des paramètres décrivant les spectres

Alors:

**S=1.20 ..... T1 = 0.10 s ..... T2 = 0.50 s ..... T3 = 2.0 s**

Le pourcentage d'amortissement  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qu'est en fonction du constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

	Portiques (*)		Voiles (**)
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Remplissage			
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(\*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé  
(\*\*): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Tableau VI.4 : valeurs de  $\xi$ (%)

Alors: On applique pour le cas d'étude un coefficient d'amortissement  $\xi=0.1$

#### VI.4. Spectre de calcul :

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul.

Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, **R**, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité, **QF**

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{QF}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{QF}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ : spectre de calcul normalise / rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur  $g$

**R** : coefficient de comportement de la structure

**QF** : facteur de qualité

**A** : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe

**T<sub>1</sub>** : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

**T<sub>2</sub>** : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

**T<sub>3</sub>** : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

**I** : coefficient d'importance.

**S** : coefficient de site.

## VI.5. Classification des bâtiments selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance, pour ce projet le groupe d'importance est :

### Groupe 1B : Bâtiments de grande importance

- Bâtiments abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes \* **grands hôtels**

### VI.5.1. Coefficient d'importance I :

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le tableau suivant :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

*Tableau VI.5 : Valeurs du coefficient d'importance*

Pour notre cas on a :

### Groupe 1B : Bâtiments d'importance moyenne

Alors : Coefficient d'importance **I = 1.20**

### VI.5.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur unique est donnée par le Tableau en fonction du système de contreventement. Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement, R, doit être utilisée pour chaque direction principale.

La valeur de R, pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie, vis-à-vis de l'action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A)	Structures en béton armé	
1	Système à ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
3	Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 <sup>(a)</sup>
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
5	Système à contreventement constitué par des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 <sup>(b)</sup>
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 <sup>(b)</sup>
8	Système en pendule inversé	2 <sup>(c)</sup>
9	Système des voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 <sup>(c)</sup>

*Tableau VI.6 valeurs du Coefficient de comportement, R*

Pour le cas d'étude on a :

Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles ..... Système (4)

Et cela correspond à notre cas : Alors : **R=4.5<sup>(b)</sup>**

#### IV.6. Classification des bâtiments selon leur configuration :

##### Facteur de qualité *QF* :

Le facteur de qualité, *QF*, tient compte de

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de *QF* est déterminée par :  $QF = 1 + \sum_{q=1}^i P_q$

Ou :

• *P<sub>q</sub>* est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau

• *i* est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	<i>P<sub>q</sub></i>	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau VI.7 : Valeurs des Pondérations *P<sub>q</sub>*

**R=4.5<sup>(b)</sup>** ..... Alors : on est avec la catégorie (b)

Déterminer les pénalités :

**-vérification de régularité en plan....**  $15\%L_0=0.15 \times 48.05=7.20m < 11.39m$  .... *Non vérifier*

**-vérification de régularité en élévation...**

$\frac{\text{masse cave}(16046KN) - \text{masse RDC}(10947KN)}{\text{masse cave}(16046KN)} = 32\% > 25\%$  ..... *Non vérifier*

**-Redondance en plan ...** 3files de voiles au sens X ..... *Condition vérifier*

1files de voiles au sens y ..... *Non vérifier*

$Q_{f \text{ sens } x} = 1+(0.05+0.2) = 1.25$

$Q_{f \text{ sens } y} = 1+(0.05+0.2+0.5) = 1.30$

En remplaçant :

Coefficient d'accélération	<b>A=0.20</b>
Coefficient d'importance	<b>I=1.2</b>
Coefficient de site	<b>S=1.20</b>
Facteur de qualité	<b>QF sens x= 1.25</b>
	<b>QF sens x= 1.30</b>
Coefficient de comportement	<b>R=4.5</b>

Tableau VI.8 : Les coefficients utilisés

## VI.7. Choix de la méthode de calcul :

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 par accélérogrammes.

Parmi les Conditions d'application de la méthode statique équivalente, est que la hauteur du bloc ne doit pas dépasser 32m en zone (IV, V et VI), donc pour le cas d'étude de l'Hôtel de 39.40m de hauteur, donc cette méthode statique équivalente ne peut être utilisé que pour la vérification des méthodes dynamique (méthode d'analyse modale spectrale).

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

Donc,

On adopte dans ce cas d'étude, la méthode d'analyse modale spectrale, vérifier avec la méthode statique équivalente.

### VI.7.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

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

#### VI.7.1.1. Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, sera calculée dans la direction horizontale seulement.

Car les effets de la composante verticale de l'action sismique, ne doivent pas être prise en considération que dans les cas suivants :

- éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15m de portée ou plus (ce n'est pas le cas de ce cas d'étude)
- éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00m de long, (c'est le cas par ce qu'on des balcons de 2.5m en console)
- mais la valeur du produit  $(A_v \cdot I \cdot g) = 0.216g < 0.25g$ , donc la composante verticale de l'action sismique ne sera pas prise en considération dans le calcul. (la page 84 de RPA 2024)

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)	A <sub>v</sub> .I (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	<b>0.07 I</b>	0.054	0.046	0.039	0.031
II	<b>0.10 I</b>	0.077	0.066	0.055	0.044
III	<b>0.15 I</b>	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	<b>0.20 I</b>	<b>0.252</b>	<b>0.216</b>	0.180	0.144
V	<b>0.25 I</b>	<b>0.315</b>	<b>0.270</b>	0.225	0.180
VI	<b>0.30 I</b>	<b>0.378</b>	<b>0.324</b>	<b>0.270</b>	0.216

L'action sismique verticale, A<sub>v</sub>, est obligatoire lorsque (A<sub>v</sub>.I.g) dépasse **0.25 g**

**Table VI.9** : Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe D'importance

Calcul de la force sismique (statique) totale ce calcul par la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$  : Ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_0$  :

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$ : Coefficient de correction

$W$  : Poids sismique total du bâtiment.

### VI.7.1.2 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

- La valeur de la période fondamentale ( $T_0$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ( $T_{\text{empirique}}$ ) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques ( $T_{\text{calcul}}$ ).
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$  : période fondamentale

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_N = 39,40$  m à partir du la cave).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par tableau suivant :

Cas	Système de contreventement	$C_T$
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	<b>Autres types de structures</b>	<b>0.050</b>

Tableau VI.10 : valeurs du coefficient  $C_T$

D'où :  $C_T = 0,05$

Donc :  $T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (39.40)^{\frac{3}{4}} = 0,786$  sec

Le Tableau donne les valeurs de la période ( $T_0$ ) à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau VI.11 : valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

VI.7.1.3. Résultats d'analyse modale :

**Bloc01 :**

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tj/Ti	Tj/Ti Limite
16/ 1	0,96	3,13	52,94	3,13	52,94	9120450,31	9120450,31	0,95	0,90
16/ 2	0,92	57,30	1,65	60,43	54,60	9120450,31	9120450,31	0,75	0,90
16/ 3	0,69	1,31	7,20	61,74	61,79	9120450,31	9120450,31	0,40	0,90
16/ 4	0,28	9,64	3,49	71,38	65,29	9120450,31	9120450,31	0,96	0,90
16/ 5	0,27	3,11	9,88	74,50	75,17	9120450,31	9120450,31	0,76	0,90
16/ 6	0,20	0,24	0,77	74,73	75,94	9120450,31	9120450,31	0,70	0,90
16/ 7	0,14	0,04	0,23	74,77	76,17	9120450,31	9120450,31	0,98	0,90
16/ 8	0,14	4,34	0,34	79,11	76,52	9120450,31	9120450,31	0,98	0,90
16/ 9	0,14	0,00	0,04	79,11	76,55	9120450,31	9120450,31	0,98	0,90
16/ 10	0,13	0,03	0,29	79,14	76,84	9120450,31	9120450,31	1,00	0,90
16/ 11	0,13	0,00	0,03	79,14	76,87	9120450,31	9120450,31	0,95	0,90
16/ 12	0,13	0,00	0,02	79,14	76,89	9120450,31	9120450,31	1,00	0,90
16/ 13	0,13	0,28	4,86	79,42	81,76	9120450,31	9120450,31	0,95	0,90
16/ 14	0,12	0,00	0,01	79,42	81,77	9120450,31	9120450,31	0,99	0,90
16/ 15	0,12	0,00	0,06	79,42	81,83	9120450,31	9120450,31	CQC	CQC

Tableau VI.12 : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot

- Ce modèle présente une de période **T= 0,96 s**,
- Le premier est un mode de translation le long de l'axe x
- le deuxième est un mode de translation le long de l'axe y
- Dans le troisième mode est une torsion

**Bloc02 :**

Tableau VI.13 : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tj/Ti	Tj/Ti Limite
16/ 1	0,95	60,12	0,02	60,12	0,02	8684424,60	8684424,60	0,97	0,90
16/ 2	0,92	0,02	56,84	60,14	56,86	8684424,60	8684424,60	0,84	0,90
16/ 3	0,77	0,04	3,45	60,18	60,31	8684424,60	8684424,60	0,38	0,90
16/ 4	0,29	11,69	0,28	71,86	60,59	8684424,60	8684424,60	0,93	0,90
16/ 5	0,27	0,24	12,38	72,10	72,97	8684424,60	8684424,60	0,84	0,90
16/ 6	0,23	0,23	0,74	72,33	73,71	8684424,60	8684424,60	0,66	0,90
16/ 7	0,15	3,62	0,12	75,95	73,83	8684424,60	8684424,60	0,88	0,90
16/ 8	0,13	0,00	4,87	75,96	78,70	8684424,60	8684424,60	0,97	0,90
16/ 9	0,13	1,02	0,08	76,98	78,77	8684424,60	8684424,60	0,91	0,90
16/ 10	0,12	0,11	0,09	77,08	78,87	8684424,60	8684424,60	0,95	0,90
16/ 11	0,11	0,29	0,30	77,37	79,17	8684424,60	8684424,60	0,84	0,90
16/ 12	0,09	0,64	0,09	78,01	79,26	8684424,60	8684424,60	0,93	0,90
16/ 13	0,09	1,22	0,13	79,23	79,39	8684424,60	8684424,60	0,94	0,90
16/ 14	0,08	0,09	2,64	79,32	82,03	8684424,60	8684424,60	0,86	0,90
16/ 15	0,07	0,28	0,15	79,60	82,23	8684424,60	8684424,60	CQC	CQC

Tableau VI.13 : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot

- Ce modèle présente une de période **T= 0,95 s**
- Le premier est un mode de translation le long de l'axe x
- Le deuxième est un mode de translation le long de l'axe y
- Dans le troisième mode est une torsion

**Commentaire :**

- On constate que les masses cumulées des deux directions et des deux blocs sont inférieurs à 90% de la masse totale de structure, donc on doit déterminer le nombre minimal de modes (k), à retenir

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{N} = 3 \cdot \sqrt{10} = 9,48 \dots \text{donc le nombre de mode à retenir est 10 modes}$$

On constate que la période dans le 10eme mode des deux blocs sont inférieur a0.2s

- Donc cette structure a un bon comportement sismique, et que ces résultats permis d'entamer les autres étapes de l'étude sismique.

Par comparaison à la période maximale autorisée selon la méthode statique équivalente, donnée par la formule :  $T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$

**Bloc 01**  $\Rightarrow T_{calcul} = 0.96 < 1.3 (0.786) = 1.02s$  ..... implique que la période de calcul de l'effort tranchant de bloc 01 est la suivante  $T_{0\text{ bloc }01} = 0.96\text{ s}$

**Bloc 02 :**

$T_{calcul} = 0.96 < 1.3 (0.786) = 1.02s$  .... implique que la période de calcul de l'effort tranchant de bloc 01 est la suivante  $T_{0\text{ bloc }02} = 0.95\text{ s}$

#### VI.7.1.4. Images représentatives des Résultats d'analyse modale :

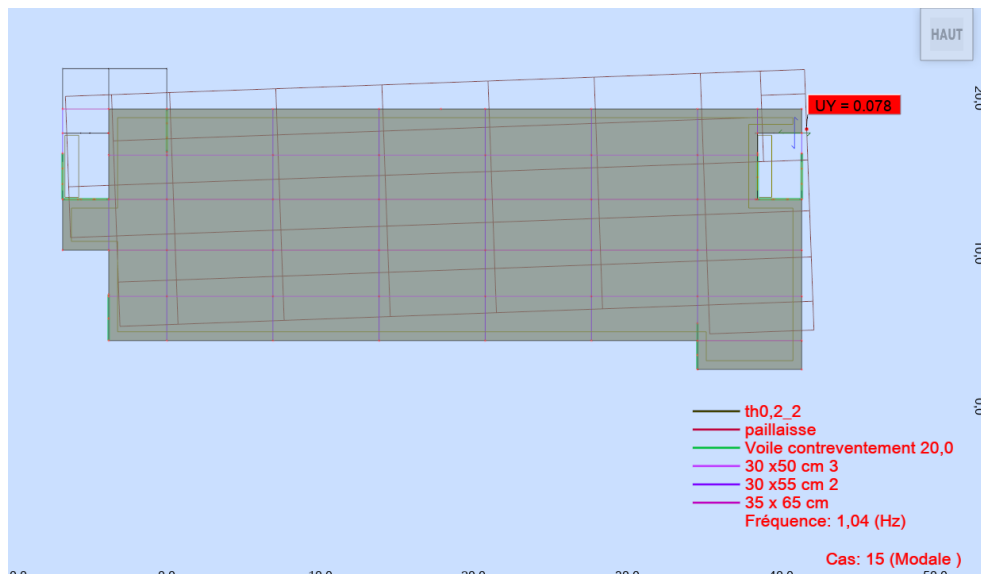


Figure VI.2 : captur de translation de bloc01 avec 1<sup>er</sup> mode

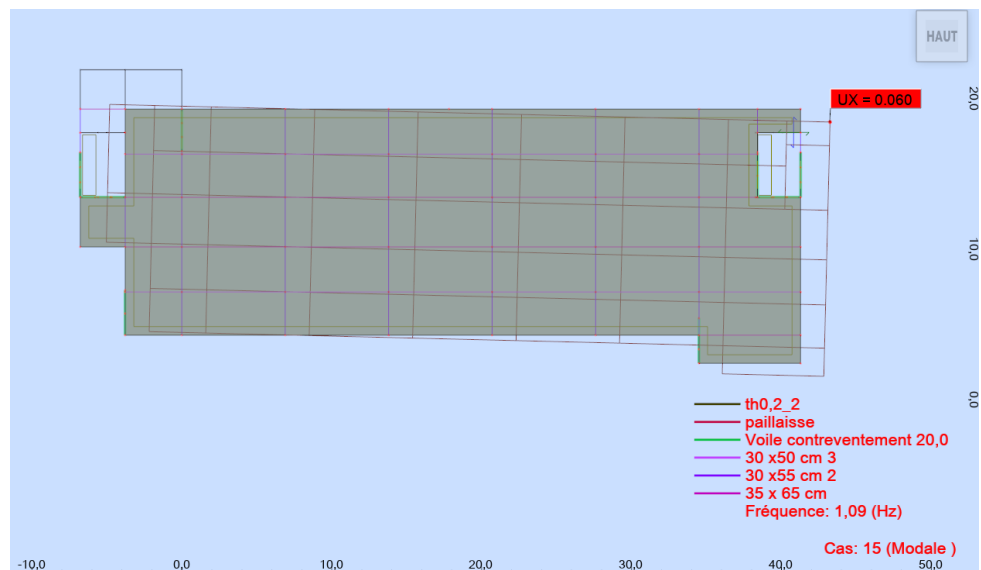


Figure VI.3 : captur de translation de bloc01 avec 2<sup>eme</sup> mode

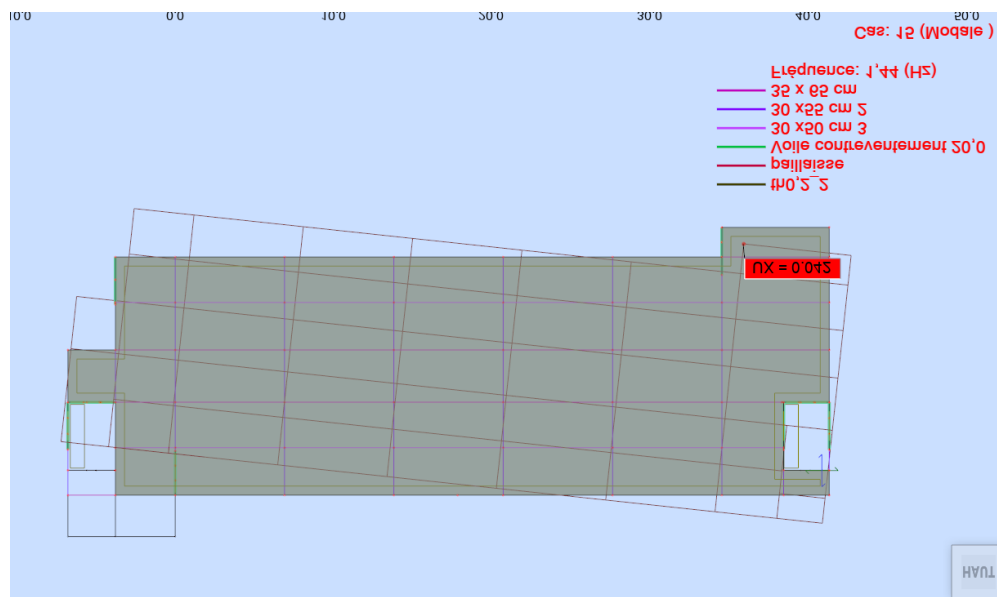


Figure VI.4 : capteur de translation de bloc01 avec 3<sup>eme</sup> mode

**VI.7.1.5. Coefficients de correction  $\lambda$  :**

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

On a : un hôtel en RDC+9+cave > 2 niveaux

**Bloc 01:**  $T_0 = 0.96 \leq 2T_2 = 2 \times 0.5 = 1$  Condition vérifiée .....  $\lambda_{bloc\ 01} = 0.85$

**Bloc 02:**  $T_0 = 0.95 \leq 2T_2 = 2 \times 0.5 = 1$  Condition vérifiée .....  $\lambda_{bloc\ 02} = 0.85$

Donc : Le coefficient de correction est  $\lambda = 0.85$

**VI.7.1.6. Spectre de réponse :**

Afin de calculer le spectre de réponse, il est nécessaire d'identifier, au préalable, laquelle des quatre formules disponibles doit être utilisée pour déterminer l'action sismique horizontale. Ces formules sont détaillées dans l'équation (3.15), page 54 du RPA2024.

On a déjà déterminé les valeurs de : **S=1.20 .... T1 = 0.10 s..... T2 = 0.50 s..... T3 = 2.0 s**

donc :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_{0\text{bloc}01} = 0,96 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_{0\text{bloc}02} = 0,95 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$$

Cela signifie que la formule appropriée pour le calcul du spectre de calcul est la troisième formule :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[ 2.5 \cdot \frac{QF}{R} \right] \left[ \frac{T_2}{T_0} \right]$$

Voici les résultats de l'application :

**BLOC 01 : sens x;**  $\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[ 2.5 \cdot \frac{1.25}{4.5} \right] \cdot \left[ \frac{0.50}{0.96} \right] = 0.104$

**Sens y;**  $\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[ 2.5 \cdot \frac{1.30}{4.5} \right] \cdot \left[ \frac{0.50}{0.96} \right] = 0.108$

**BLOC 02 : sens x;**  $\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[ 2.5 \cdot \frac{1.25}{4.5} \right] \cdot \left[ \frac{0.50}{0.95} \right] = 0.105$

**Sens y;**  $\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[ 2.5 \cdot \frac{1.30}{4.5} \right] \cdot \left[ \frac{0.50}{0.95} \right] = 0.109$

Bloc 01	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)=$	Sens x	0.104
		Sens y	0.108
Bloc 02		Sens x	0.105
		Sens y	0.109

Tableau VI.14 : Tableau récapitulatif des résultats de spectre de calcul :

**VI.7.1.7. Poids sismique total du bâtiment W :**

Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, N \text{ nombre de niveaux}$$

Où :  $W_i = W G_i + \psi \cdot W Q_i$  ..... pour tout niveau  $i$  de la structure

- $W G_i$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- $W Q_i$  : Charges d'exploitation

- $\psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	$\psi$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau VI.15 : Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :

**Bloc 01 :**  $W_{bloc\ 01} = 91204.5KN$

**Bloc 02 :**  $W_{bloc\ 01} = 86844.24KN$

**VI.7.1.8. Résultats de calcul de la force sismique V :**

Après application de la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0).$$

Tableau VI.16 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

	$\lambda$	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ ...sens x	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ ...sens y	w (KN)	V statique Sens x (KN)	V statique Sens y (KN)
BLOC 01	0.85	0.104	0.108	91204.50	8062.48	8372.57
BLOC 02	0.85	0.105	0.109	86844.24	7750.85	8046.12

**VI.7.2. Justification de sécurité :**

**VI.7.2.1 combinaisons d'actions :**

La force sismique totale, V, appliquée a la base de la structure, sera calculée dans la direction horizontale seulement (pour plus de justification revoir l'article 2.1.1).

**Composantes horizontales de l'action sismique :**

Les composantes de l'action sismique,  $E_x$  et  $E_y$ , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse.

Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais les équations suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \text{ Combinaisons (5-1)}$$

Où :

•  $G$  : charges permanentes

•  $Q$  : charges d'exploitation, non pondérées

$\Psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de nature et de la durée de la charge d'exploitation

$$\begin{cases} E1 = \mp E_x \mp 0.3 E_y \\ E2 = \mp 0.3 E_x \mp E_y \end{cases} \text{ Combinaisons (5-2)}$$

**VI.7.2.2. Justifications vis-à-vis de résistance :**

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs Assemblages, ainsi que les éléments non structuraux critiques :  $Sd \leq Rd$

Où :

$Sd$  : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons, cf. Eqns. (5.1) à (5.2) pour ce cas d'étude, incluant éventuellement les effets du 2<sup>o</sup> ordre.

$Rd$  : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du Matériau constitutif.

**VI.7.2.3 Justification vis-à-vis de la ductilité :**

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent document technique réglementaire sont appliquées.

**VI.7.2.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :**

L'effort tranchant sismique à la base, noté  $V_t$ , résultant de la combinaison des réponses modales, ne doit pas être inférieur à 80 % de l'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente, noté  $V$ . Autrement dit, la condition suivante doit être satisfaite :

$$V_{\text{dynamique}} \geq 80 \% V_{\text{statique}}$$

Dans le cas où  $V_t \leq 0,8 V$ , il est nécessaire de majorer uniformément tous les paramètres de réponse (forces internes, déplacements, moments, etc.) par un coefficient multiplicatif égal à :

$$\frac{0,8 V}{V_t}$$

Alors :

		80% V statique (KN)	V dynamique (KN)	V dyn $\geq$ 0.8V
BLOC 01	Sens x	6449.98	6386.57	Non vérifiée
	Sens y	6698.05	6163.96	Non vérifiée
BLOC 02	Sens x	6200.68	5915.39	Non vérifiée
	Sens y	6436.89	6334.65	Non vérifiée

Tableau VI.17 : Vérification de la résultante des forces

Donc on tous les paramètres avec un rapport de  $(\frac{0.8V}{V_t})$ .

		$(\frac{0.8V}{V_t})$	$(\frac{0.8V}{V_t}) \times 9.81$	V dynamique corrigé (KN)	V dyn $\geq 0.8V$
BLOC 01	Sens x	1.01	9.91	<b>9451.67</b>	<b>Vérifiée</b>
	Sens y	1.08	10.66	<b>6698.05</b>	<b>Vérifiée</b>
BLOC 02	Sens x	1.04	10.21	<b>6156.59</b>	<b>Vérifiée</b>
	Sens y	1.009	9.90	<b>6392.77</b>	<b>Vérifiée</b>

Tableau VI.18 : rapport de correction  $(\frac{0.8V}{V_t})$  et résultats d'analyse après introduction de rapport.

**VI.7.2.5 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (renversement) :**

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-à-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale.

Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés avec ces charges verticales.

Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.

Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

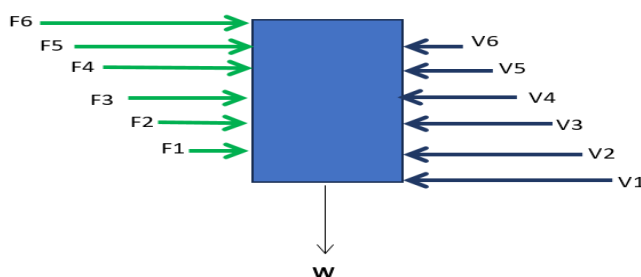


Figure VI.5 : Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques

**Bloc 01**

Tableau 19: vérification vis-à-vis de renversement, BLOC 01 DIRECTION X						
ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6447,82	3,3	91204,5	17,92	95,832	1634384,696
2	6418,78	7,2			1755,36	
3	6174,98	11,1			4886,775	
4	5734,73	14,4			5565,744	
5	5348,22	17,7			7512,057	
6	4923,81	21			9755,76	

7	4459,25	24,3			12314,511	
8	3952,48	27,6			15945,624	
9	3374,74	30,9			22617,564	
10	2642,78	34,2			33679,134	
11	1658,01	36,4			49307,804	
12	303,4	39,4			11953,96	
				SOMME	175390,13	<u>OK</u>

Tableau 20: justification vis-à-vis de renversement, BLOC 01 *DIRECTION Y*

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6700,05	3,3	91204,5	12,85	352,143	1171977,86
2	6593,34	7,2			2203,2	
3	6287,34	11,1			5496,165	
4	5792,19	14,4			5824,656	
5	5387,7	17,7			7572,591	
6	4959,87	21			9592,17	
7	4503,1	24,3			11864,961	
8	4014,83	27,6			15145,5	
9	3466,08	30,9			21942,399	
10	2755,97	34,2			34226,676	
11	1755,19	36,4			53146,912	
12	295,11	39,4			11627,334	
				SOMME	178994,71	<u>OK</u>

**Bloc 02**Tableau 21: justification vis-à-vis de renversement, BLOC 02 *DIRECTION X*

ETAG E	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6155,33	3,3	86844,25	17,22	97,119	1495457,916
2	6125,9	7,2			1739,016	
3	5884,37	11,1			4796,31	
4	5452,27	14,4			5368,896	
5	5079,43	17,7			7218,768	
6	4671,59	21			9173,43	
7	4234,76	24,3			11480,535	
8	3762,31	27,6			15139,152	
9	3213,79	30,9			20825,673	
10	2539,82	34,2			28026,9	
11	1720,32	36,4			46626,216	
12	439,38	39,4			17311,572	
				SOMME	167803,59	<u>OK</u>

**Tableau 22: justification vis-à-vis de renversement, BLOC 02 DIRECTION Y**

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6390,19	3,3	86844,25	12,88	289,311	1118553,88
2	6302,52	7,2			1999,296	
3	6024,84	11,1			5071,479	
4	5567,95	14,4			5422,464	
5	5191,39	17,7			7308,33	
6	4778,49	21			9354,87	
7	4333,02	24,3			11698,506	
8	3851,6	27,6			15283,224	
9	3297,86	30,9			20932,587	
10	2620,43	34,2			28201,32	
11	1795,83	36,4			48713,392	
12	457,55	39,4			18027,47	
			SOMME	172302,25	<u>OK</u>	

**VI.7.2.6 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :**

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2) RPA 2024.

Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l’action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l’action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l’analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal 1.3,

selon la Combinaison de charges suivantes : 
$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \mp 1.3 Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp 1.3 Ey \end{array} \right. \quad (5.6)$$

Cette combinaison de charges est utilisée pour le calcul et la justification des diaphragmes en béton armé, dans les structures possédant les caractéristiques suivantes :

- Formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances ;
- Ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme ;
- Distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d’excroissances ou de retraits) ;
- Sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée

**II.7.2.7 Justification de la stabilité des fondations :**

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre X et aux combinaisons de charges, cf. Équation. (5.7) & (5.8) RPA 2024 :

- Pour les fondations d’éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de

Charges suivantes est utilisé 
$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \mp \frac{R}{QF} Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp \frac{R}{QF} Ey \end{array} \right. \dots\dots\dots(5.7)$$

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp 1.4 Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp 1.4 Ey \end{cases} \dots\dots\dots(5.8)$$

**VI.7.2.8 Justification de la largeur des joints sismiques :**

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$

Satisfait la condition suivante : :  $d_{min} = \text{MAX} \left\{ \begin{matrix} \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} \\ 40\text{mm} \end{matrix} \right.$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon § 4.5.2, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

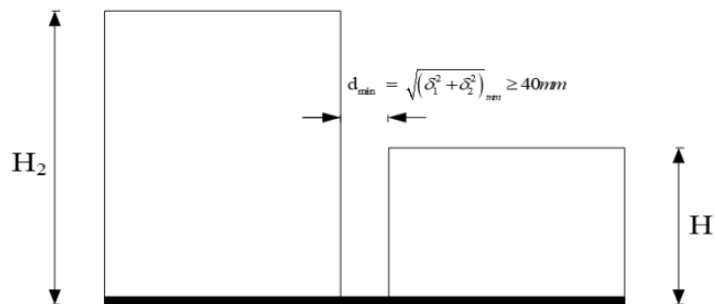


Figure VI.6 : Largeur minimum du joint sismique

Donc et d’après les résultats de l’analyse modale par robot, des deux blocs, voici l’application

$$d_{min} = \text{MAX} \left\{ \begin{matrix} \sqrt{(3.32^2 + 3.46^2)} \\ 40\text{mm} \end{matrix} \right. \dots\dots\dots d_{min} = 47.9\text{mm}$$

A cause des conditions de coffrage, et des malfaçons de réalisation des coffrages, on adopte un joint sismique de 10cm

**VI.7.2.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k}) \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d’exploitation au-dessus du niveau « k »

$$P_K = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

$V_K$  : Effort tranchant d’étage au niveau "k" :  $V_K = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$ : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de  $\theta_K$  , il convient de considérer que :

- Si  $(0.10 \leq \theta_K \leq 0.20)$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1°

ordre par le facteur  $(\frac{1}{1-\theta_K})$ .

- Si  $(\theta_K \geq 0.20)$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

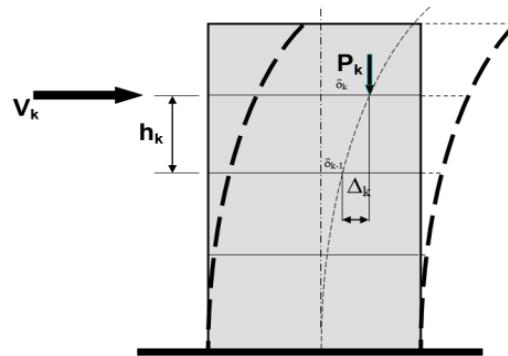


Figure VI.7 : Effet P-Δ

Cette vérification pour les deux Blocs et les deux Directions, sont présenter par les tableaux suivants :

Tableau 23: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ , BLOC 01					Rx/Qfx	3,6	
DIRECTION X							
Etage	P(KN)	Δek(cm)	Δek*R/Qf(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-87790	0,014	0,050	6447,82	3,3	0,0020794	OK
2	-72133	0,243	0,875	6418,78	3,9	0,0252071	OK
3	-63434	0,352	1,267	6174,98	3,9	0,0333783	OK
4	-54696	0,325	1,170	5734,73	3,3	0,0338154	OK
5	-47970	0,35	1,260	5348,22	3,3	0,0342466	OK
6	-41207	0,345	1,242	4923,81	3,3	0,0314979	OK
7	-34548	0,342	1,231	4459,25	3,3	0,0289049	OK
8	-27987	0,34	1,224	3952,48	3,3	0,0262635	OK
9	-21530	0,309	1,112	3374,74	3,3	0,0215057	OK
10	-15074	0,289	1,040	2642,78	3,3	0,0179829	OK
11	-9073	0,136	0,490	1658,01	2,2	0,0121781	OK
12	-1384,1	0,271	0,976	303,4	3	0,0148350	OK

Tableau 24: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ , BLOC 01					Ry/Qfy	3,46	
DIRECTION X							
Etage	P(KN)	Δ(cm)	Δek*R/Qf (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-87790	0,044	0,15224	6700,0	3,3	0,0060447	OK
2	-72133	0,231	0,79926	6593,	3,9	0,0224207	OK
3	-63434	0,373	1,29058	6287,3	3,9	0,0333866	OK
4	-54696	0,347	1,20062	5792,1	3,3	0,0343561	OK
5	-47970	0,325	1,1245	5387,7	3,3	0,0303398	OK
6	-41207	0,43	1,4878	4959,8	3,3	0,0374572	OK
7	-34548	0,375	1,2975	4503,1	3,3	0,0301648	OK
8	-27987	0,366	1,26636	4014,8	3,3	0,0267504	OK

9	-21530	0,341	1,17986	3466,0	3,3	0,0222088	OK
10	-15074	0,336	1,16256	2755,9	3,3	0,019269	OK
11	-9073	0,234	0,80964	1755,1	2,2	0,0190237	OK
12	-1384,1	-0,001	-0,00346	295,11	3	-5,40911E-	OK

Tableau 25: justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ , BLOC 02							Rx/Qfx	3,6
DIRECTION X								
Etage	P(KN)	$\Delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_{ek} \cdot R/Q_f$ (cm)	V(KN)	H (m)	$\theta$	Vérification	
1	-12428	0,012	0,043	6155,3	3,3	0,0002643	OK	
2	-11114	0,262	0,943	6125,9	3,9	0,0043877	OK	
3	-10057	0,382	1,375	5884,3	3,9	0,0060267	OK	
4	-8830,8	0,367	1,321	5452,2	3,3	0,0064844	OK	
5	-7647,5	0,374	1,346	5079,4	3,3	0,0061427	OK	
6	-6458,7	0,386	1,390	4671,5	3,3	0,0058217	OK	
7	-5247,1	0,369	1,328	4234,7	3,3	0,0049877	OK	
8	-4035,5	0,361	1,300	3762,3	3,3	0,0042241	OK	
9	-2824,2	0,323	1,163	3213,7	3,3	0,0030964	OK	
10	-1641	0,284	1,022	2539,8	3,3	0,0020018	OK	
11	-543,25	0,145	0,522	1720,3	2,2	0,0007492	OK	
12	-217,98	0,202	0,727	439,38	3	0,0012025	OK	

Tableau 26: justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ , BLOC 02							Ry/Qfy	3,46
DIRECTION X								
Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	$\Delta_{ek} \cdot R/Q_f$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta$	Vérification	
1	-12428	0,033	0,114	6390,19	3,3	0,000672942	OK	
2	-11114	0,249	0,862	6302,52	3,9	0,003895541	OK	
3	-10057	0,359	1,242	6024,84	3,9	0,005316722	OK	
4	-8830,8	0,342	1,183	5567,95	3,3	0,005687108	OK	
5	-7647,5	0,362	1,253	5191,39	3,3	0,005591212	OK	
6	-6458,7	0,373	1,291	4778,49	3,3	0,005285938	OK	
7	-5247,1	0,363	1,256	4333,02	3,3	0,004608884	OK	
8	-4035,5	0,353	1,221	3851,6	3,3	0,003877868	OK	
9	-2824,2	0,325	1,125	3297,86	3,3	0,002918158	OK	
10	-1641	0,299	1,035	2620,43	3,3	0,00196327	OK	
11	-543,25	0,186	0,644	1795,83	2,2	0,000884914	OK	
12	-217,98	0,088	0,304	457,55	3	0,000483521	OK	

#### VI.7.2.10. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage inférieur, calculés conformément à la méthode spécifiée, ne doivent pas excéder les limites  $\overline{\Delta}_k$  définies dans le tableau et l'équation de référence, à savoir :  $V_k \cdot \Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0100 $h_k$
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 $h_k$
Bâtiment en PAF	0.0050 $h_k$
Bâtiments en Bois	0.0075 $h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 $h_k$

Légende:  $h_k$  est la hauteur du niveau « k »

Le coefficient réducteur  $v_A$  est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5

Tableau VI.19 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

## Bloc 01 :

<b>Tableau 28 : Justification des déplacements inter-étages BLOC 01</b> <i>DIRECTION X</i>		
$\Delta e_k(\text{cm})$	0,0075Hk	Vérification
0,014	2,475	Ok
0,243	2,925	Ok
0,352	2,925	Ok
0,325	2,475	Ok
0,35	2,475	Ok
0,345	2,475	Ok
0,342	2,475	Ok
0,34	2,475	Ok
0,309	2,475	Ok
0,289	2,475	Ok
0,136	1,65	Ok
0,271	2,25	Ok
Condition vérifier		

<b>Tableau 29: Justification des déplacements inter-étages BLOC 01</b> <i>DIRECTION Y</i>		
$\Delta e_k(\text{cm})$	0,0075Hk	Vérification
0,044	2,475	Ok
0,231	2,925	Ok
0,373	2,925	Ok
0,347	2,475	Ok
0,325	2,475	Ok
0,43	2,475	Ok
0,375	2,475	Ok
0,366	2,475	Ok
0,341	2,475	Ok
0,336	2,475	Ok
0,234	1,65	Ok
-0,001	2,25	Ok
Condition vérifier		

## Bloc 01 :

<b>Tableau 30: Justification des déplacements inter-étages BLOC 02</b> <i>DIRECTION</i>		
$\Delta e_k(\text{cm})$	0,0075Hk	Vérification
0,012	2,475	Ok
0,262	2,925	Ok
0,382	2,925	Ok
0,367	2,475	Ok
0,374	2,475	Ok
0,386	2,475	Ok
0,369	2,475	Ok
0,361	2,475	Ok
0,323	2,475	Ok

0,284	2,475	Ok
0,145	1,65	Ok
0,202	2,25	Ok
Condition vérifier		

**Tableau 31: Justification des déplacements inter-étages BLOC 02**  
**DIRECTION Y**

$\Delta_{ek}(cm)$	0,0075Hk	Vérification
0,033	2,475	Ok
0,249	2,925	Ok
0,359	2,925	Ok
0,342	2,475	Ok
0,362	2,475	Ok
0,373	2,475	Ok
0,363	2,475	Ok
0,353	2,475	Ok
0,325	2,475	Ok
0,299	2,475	Ok
0,186	1,65	Ok
0,088	2,25	Ok
Condition vérifier		

\*Donc les déplacements entre étages sont justifiés pour les deux blocs

**VI.7.2.11. Vérification de la Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.35 \dots\dots\dots \text{RPA 2024 (Article 7.4.3)}$$

*V* : effort normal réduit, après application des actions sismique.

*Bc*: Section brute du poteau (60x60) mm<sup>2</sup>.

*fc28* : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

*Nd* : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT analysis structure 2025.

<b>Nd (kN)</b>	<b>2007.14</b>
<b>Bc (mm)<sup>2</sup></b>	<b>360000</b>
<b>Fc28 (MPa)</b>	<b>30</b>
<b><math>V = \frac{Nd}{Bc \times fc28}</math></b>	<b>0.186</b>
<b>V= 0.186 ≤ 0.35 .....condition vérifiée</b>	

**Tableau VI.20 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux (60x60) mm<sup>2</sup>**

VI.8. Vérification de l'étude sismique par Robot complet :

COMPLETE v2.6.3.0 [Licence accordé à : BAHLOULI Allaoua | Date de fin 05/03/2026

Accueil Etude sismique 2024

Données de base : Zone IV Site S2 Groupe d'usage Groupe 1B Hauteur hN 39.40 [m] Nbr d'étage 10

Numéro des cas de charges et cas Spectrale dans Robot : Module 15 Vx 16 Vy 17 G+yo 18

**ANALYSE MODALE**

Mode	Période (s)	Masse Cumulée UX (%)	Masse Cumulée UY (%)	Ma
1	0.963	3.13	52.94	
2	0.919	60.43	54.6	
3	0.693	61.74	61.79	
4	0.28	71.38	65.29	
5	0.269	74.5	75.17	
6	0.203	74.73	75.94	
7	0.142	74.77	76.17	
8	0.139	79.11	76.51	

**Interprétation**

Modes	T analytique	Nom	Mode dominant
1 Translation suivant Y	0.963 [s]	Ex	0
2 Translation suivant X	0.919 [s]	Ey	0
3 Torsion	0.693 [s]		

D'après les résultats de l'analyse modale, la structure présente un comportement idéal avec deux translations et une torsion

**Masse cumulée**

Sens X 79.43 [%] Sens Y 81.83 [%] T dernier mode 0.12 [s]

Estimation de la période fondamentale de la structure RPA 2024 Article 4.2.4

T temporelle 0.786 [s]

**Justification du coefficient de comportement R et Facteur de qualité**

Veillez sélectionner l'étage de base du bâtiment

Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
R.D.C	4492.2	2114.54	2114.54	2114.54

67.99 % 32.01 % 43.70 %

**Systeme-sens X**

04-Systeme à contreventement mixte, équivalent à des voiles

Coefficient Rv 4.5 Catégorie-X b Facteur Qf-x 1.25

**Systeme-sens Y**

04-Systeme à contreventement mixte, équivalent à des voiles

Coefficient Ry 4.5 Catégorie-Y b Facteur Qf-y 1.30

Amortissement 0.10

Mettre à jour le Spectre sur Robot

Vérification de l'effort tranchant à la base RPA 2024 Art 4.3.5

A 0.2 | 1.2 | S 1.2 | T1(s) 0.1 | T2(s) 0.5 | T3(s) 2

W 89471.68 [kN] T0.X(s) 0.919 Sa/g.X 0.109 λ.X 0.85 T0.Y(s) 0.963 Sa/g.Y 0.108 λ.Y 0.85

Force sismique dynamique

E.dyn.X 6 640.65 [kN] V.stat.X 8 289.55 [kN]

E.dyn.Y 6 696.83 [kN] V.stat.Y 8 213.50 [kN]

Vérification

E.dyn.X 6 640.65 > 80% V.stat.X 6 631.64 Condition vérifiée

E.dyn.Y 6 696.83 > 80% V.stat.Y 6 570.80 Condition vérifiée

Coefficient de majoration

0.8 Vx / Ex 0.999

0.8 Vy / Ey 0.981

Mettre à jour le Spectre sur Robot

Spectre de réponse

Spectre sens X

Spectre sens Y

**Justification vis à vis des déformations RPA Art 5.10**

Etage	Hauteur (m)	Δk-x (cm)	Δk-y (cm)	Δk < 1.5% Hauteur
cave	3.30	0.05	0.15	Condition vérifiée
R.D.C	3.90	0.90	0.80	Condition vérifiée
Etage 1	3.90	1.30	1.29	Condition vérifiée
Etage 2	3.30	1.21	1.20	Condition vérifiée
Etage 3	3.30	1.30	1.12	Condition vérifiée
Etage 4	3.30	1.28	1.49	Condition vérifiée

Les déplacements inter-étages sont inférieurs aux valeurs limites (1.5% de la hauteur de l'étage), la condition est vérifiée

**Justification vis à vis de l'effet P-Δ RPA Art 5.9**

Etage	Hauteur (m)	Δx	Δy	θ < 0.10
cave	3.3	0.0006	0.0017	Condition vérifiée
R.D.C	3.9	0.0070	0.0065	Condition vérifiée
Etage 1	3.9	0.0083	0.0097	Condition vérifiée
Etage 2	3.3	0.0094	0.0099	Condition vérifiée
Etage 3	3.3	0.0095	0.0087	Condition vérifiée
Etage 4	3.3	0.0087	0.0108	Condition vérifiée

Les effets du 2<sup>e</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés

**Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble RPA Art 5.5**

	Mren-x [kNm]	Mstab-x [kNm]	Mren-y [kNm]	Mstab-y [kNm]
	180 525.74	1 480 756.30	178 826.25	1 097 817.51

Mren-x > 1.30 \* Mren

Mstab-x > 1.30 \* Mren

Mren-y > 1.30 \* Mren

Mstab-y > 1.30 \* Mren

Poids additionnel de l'infrastructure 0.00 [kg]

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de renversement.

Figure VI.8 : étude sismique via Robot complet

#### **IV.9. Conclusion :**

En conclusion, l'étude sismique menée selon le **RPA 2024** a permis d'analyser efficacement le comportement de la structure et de vérifier sa conformité aux nouvelles exigences du code. Ce dernier introduit des critères plus rigoureux et modernes, favorisant une meilleure résistance des ouvrages face aux séismes.

La modélisation a mis en évidence l'importance d'une bonne disposition des murs voiles pour assurer la stabilité globale et optimiser la réponse dynamique. L'analyse a également permis de valider la période fondamentale, les effets **P- $\Delta$** , ainsi que les déplacements horizontaux.

Le **RPA 2024**, bien qu'exigeant, constitue un outil fiable pour concevoir des structures plus sûres. Cette étude montre l'importance pour les ingénieurs de s'adapter à ces évolutions afin de répondre efficacement aux défis sismiques actuels.

# **Chapitre VII : Calcul des éléments structurels**

## VII.1 Ferrailage des éléments structuraux

### VII.1.1 Introduction

• Dans le chapitre à venir, alors que nous disposons désormais des plans d'exécution, notre objectif principal sera de vérifier la conformité des dimensions de chaque élément de structure aux règlements parasismiques, nous allons présenter également des exemples d'application concrets pour chaque élément de structure étudié.

### VII.1.2 Ferrailage des poutres

• Selon les dispositions du règlement parasismique algérien RPA2024, précisément à l'article 7.5.1, pour la zone sismique V, il est impératif de se conformer aux exigences énumérées ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} : \text{en zone IV, V, VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_c) \end{array} \right.$$

#### Recommandation selon RPA99 version 2024 (7.5.2 p 113) :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $60\varnothing$  en zone V.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### 1. Bloc 01 :

##### 1.1. Poutre principale :

✎ Les données :

B=35cm h=65cm

Condition RPA	Cas d'étude	Observation
$b \geq 25\text{cm}$	35cm > 25cm	Vérifiée
$h \geq 30$	65cm > 30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.85 < 4	Vérifiée

Tableau VII.1 : Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x55).

✎ Calcul de ferrailage :

- Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :
  - ✓ Sens porteur (poutre principale)
  - ✓ Sens non porteur (poutre secondaire).

$f_{c28}(MPa)$	B(cm)	H (cm)	Fe (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$
30	35	65	400	1.5	1.15

a) Les résultats a l'état limite ultime ELU :

$$M_{u.max} = -338.80 \text{ KN.m} \quad M_{u.min} = 218.15 \text{ KN.m}$$

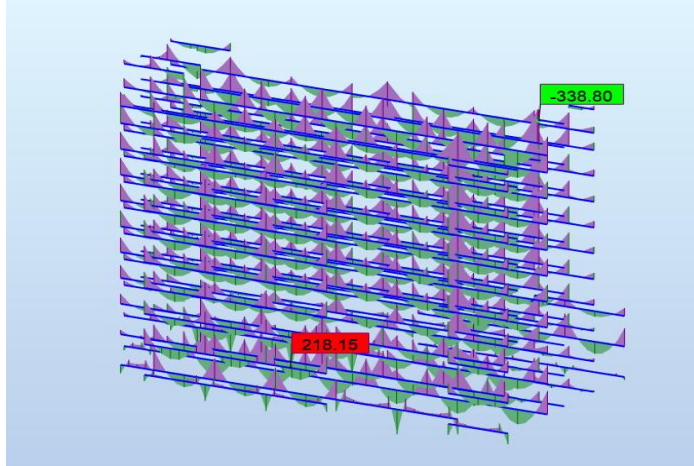


Figure VII.1 : résultat de moment à l'État limite ultime ELU

b) Les résultats a l'état accidentelle ACC :

$$M_{acc.max} = -496.55 \text{ KN.m} \quad M_{acc.min} = 387.55 \text{ KN.m}$$

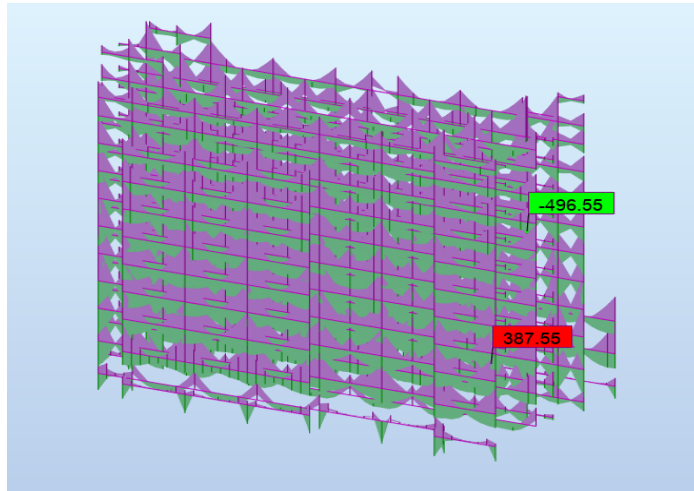


Figure VII.2 : résultat de moment à l'État accidentelle ACC

Selon ROBOT expert 2010 :

➤ Armature en appuis :  $A_s = 15.50 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

✓ Section supérieure => 8HA16=16.08cm<sup>2</sup>

✓ Section inférieur => 6HA16=12.06cm<sup>2</sup>

➤ Armature en travée :  $A_s = 15.40 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

✓ Section supérieure => 8HA16=16.08 cm<sup>2</sup>

✓ Section inférieur => 4HA16=12.06cm<sup>2</sup>

☒ Vérification A L'état limite de service ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = -240.24 \text{ KN.m} \quad M_{ser} = 157.06 \text{ KN.m}$$

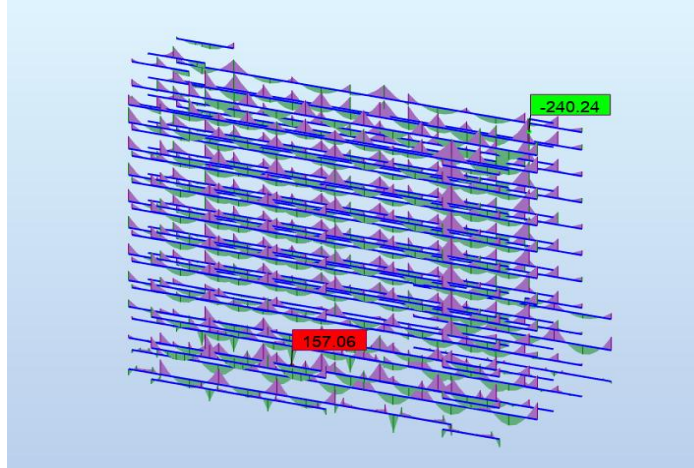


Figure VII.3 : résultat de moment à l'État limite de service ELS

Selon ROBOT expert 2010 :

➤ En appuis :  $\sigma_{bc} = 5.50 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa}$  Condition vérifier

☒ Vérification d'ouverture de fissure : On a fissuration non préjudiciable (non nuisible)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$$

Selon ROBOT expert 2010 :

$$\sigma_{st} = 70.30 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 172.80 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

☒ Vérification effort tranchant :

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)	
340.38	35	65	45	3	30	Fissuration nuisible	peu	12.06	400

✓ Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

$\tau_u$	$0.2F_c28/\gamma_b$	$0.15F_c28/\gamma_b$	$\tau_{Adm 1}$	$\tau_{Adm 2}$	$\tau_{adm finale}$
1,66241	4	3	4	3	4

$$\tau_u = 1.662 \text{ MPa} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression (bielle):

a	$0,267 b a f_{c28}$
380	1065330

$$V_u = 340380 \text{ N} < 0,267 b a f_{c28} = 1065330 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

✓ Vérification des armatures inférieures d'appuis : ..... Condition vérifier

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 9.78 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la contrainte moyenne de compression :

Ru	$\sigma_{mb}$	1,3 Fc28 / $\gamma_b$
680760	5.1184	26

$\sigma_{mb} = 5.11 \text{ MPa} < \frac{1,3 \text{ Fc28}}{\gamma_b} = 26 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifier

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm(Mpa)	Vérification	
1,662	4,000	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
340380,000	1065330,000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm <sup>2</sup> )	Vu/(fe/ $\gamma_s$ ) [cm <sup>2</sup> ]	Vérification	
12,060	9,786	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	1,3 Fc28 / $\gamma_b$	Vérification
680760,000	5,118	26,000	OK

✎ Armatures transversales :

Données					
b(cm)	h(cm)	$\Phi_{lmin}$ (cm)	fe (Mpa)	fc28 (Mpa)	Vu(KN)
35	65	1.6	400	30	210,26

$\Phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) = 1.60 \text{ mm}$

$S = \min \left( \frac{h}{4} ; 24\Phi_t ; 17.5 ; 6\Phi_l \right) = 12 \text{ cm}$

ETAPE N°01 : choix du diamètre (BAEL)	
$\Phi_t$ (cm) [diamètre max]	$\Phi_t$ (mm) [diamètre choisi]
1,60	10
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
10	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
19	10
Vérification At minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7	
Condition vérifier	

Tableau VII.2 : les vérifications de armatures transversales

➤ En travée :

$\sigma_{bc} = 8.50 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifier

☒ Vérification d'ouverture de fissure : On a fissuration non préjudiciable (non nuisible)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$$

Selon ROBOT expert 2010 :

$$\sigma_{st} = 104.80 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 345.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

☒ Vérification effort tranchant :

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
348.21	35	65	45	3	30	Fissuration peu nuisible	12.06	400

✓ Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

τu	0.2Fc28/γb	0.15FC28/γb	τAdm 1	τAdm 2	τadm finale
1.7006	4	3	4	3	4

$$\tau_u = 1.7006 \text{ MPA} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression (bielle):

a	0,267 b a fc28
380	1065330

$$V_u = 348210 \text{ N} < 0,267 b a f_{c28} = 1065330 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

✓ Vérification des armatures inférieures de travée : ..... Condition vérifier

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 10.01 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la contrainte moyenne de compression :

Ru	σ <sub>mb</sub>	1,3 Fc28 /γb
696420	5.2362	26

$$\sigma_{mb} = 5.23 \text{ MPa} < \frac{1,3 Fc28}{\gamma_b} = 26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification	
1,701	4,000	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
348210,000	1065330,000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm <sup>2</sup> )	Vu/(fe/γs) [cm <sup>2</sup> ]	Vérification	
12,060	10,011	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	σ <sub>mb</sub> (MPa)	1,3 Fc28 /γb	Vérification
696420,000	5,236	26,000	OK

✎ **Armatures transversales :**

<i>Données</i>					
<i>b(cm)</i>	<i>h(cm)</i>	$\Phi_{lmin}(cm)$	<i>fe (Mpa)</i>	<i>fc28 (Mpa)</i>	<i>Vu(KN)</i>
35	65	1.6	400	30	152.67

$$\Phi t = \min\left(\frac{h}{35} : \Phi_{lmin} ; \frac{b}{10}\right) = 1.60mm$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4} : 24\Phi t ; 17.5 ; 6\Phi l\right) = 10 \text{ cm}$$

<i>ETAPE N°01: choix du diamètre (BAEL)</i>	
$\Phi t$ (cm) [diamètre max]	$\Phi t$ (mm) [diamètre choisi]
1,60	10
<i>Espacement maximal Zone Nodale (cm)</i>	
<i>St (cm) max</i>	<i>St (cm) Choisi</i>
10	10
<i>Espacement maximal Zone courante (cm)</i>	
<i>St (cm) max</i>	<i>St (cm) Choisi</i>
18	10
<i>Vérification At minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7</i>	
<b>Condition vérifier</b>	

*Tableau VII.3 : les vérifications de armatures transversales*

✓ **Vérification de la flèche**

Selon RPA2024 :  $l > 5m \Rightarrow 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{6.90}{1000} = 11.90 \text{ mm}$

$M_g = 128.06 \text{ KN.m}$        $M_p = 157.06 \text{ KN.m}$

**Selon ROBERT expert 2010 :**

$\Delta f = 4.5 \text{ mm} < 11.90 \text{ mm} \dots\dots\dots$  *Condition vérifier*

**1.2. Poutre principale 02 :**

✎ **Les données :**

B=30cm    h=55cm

<i>Condition RPA</i>	<i>Cas d'étude</i>	<i>Observation</i>
$b \geq 25cm$	30cm > 25cm	<b>Vérifiée</b>
$h \geq 30$	55cm > 30	<b>Vérifiée</b>
$h/b \leq 4$	<b>1.83 &lt; 4</b>	<b>Vérifiée</b>

*Tableau VII.4 : Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x55).*

✎ **Calcul de ferrailage :**

- Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les

Portiques suivants les deux sens :

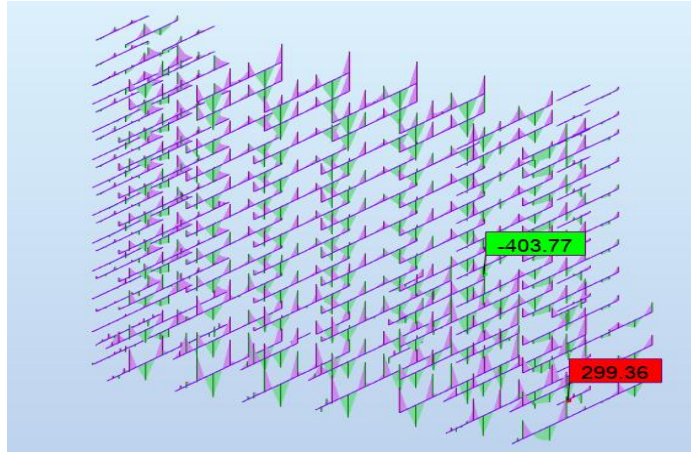
- ✓ Sens porteur (poutre principale)

✓ Sens non porteur (poutre secondaire).

$f_{c28}(MPa)$	B(cm)	H (cm)	Fe(MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$
30	30	55	400	1.5	1.15

c) Les résultats a l'état limite ultime ELU :

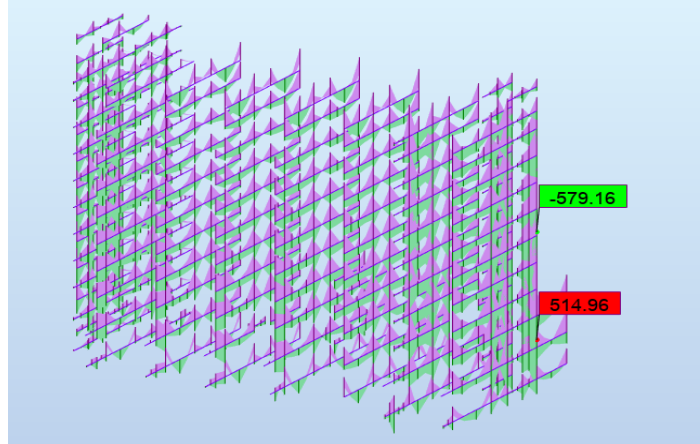
$$M_{u,max} = -403.77 \text{ KN.m} \quad M_{u,min} = 299.36 \text{ KN.m}$$



Figures VII.4 : résultat de moment à l'État limite ultime ELU

d) Les résultats a l'état accidentelle ACC :

$$M_{acc,max} = -579.16 \text{ KN.m} \quad M_{acc,min} = 514.96 \text{ KN.m}$$



Figures VII.5: résultat de moment à l'État accidentelle ACC

Selon ROBOT expert 2010 :

➤ En appuis :  $A_{s,sup} = 29.90 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

✓ Section supérieure => 4HA25+4HA16+2HA12=29.94 cm<sup>2</sup>

✓ Section inférieure => 6HA16=12.06 cm<sup>2</sup>

➤ Armature en travée :  $A_s = 34.90 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

✓ Section supérieure => 4HA25+4HA20+4HA12=36.73 cm<sup>2</sup>

✓ Section inférieure => 6HA14=12.06 cm<sup>2</sup>

➤ Vérification A L'état limite de service ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = -281.73 \text{ KN.m} \quad M_{ser} = 213.27 \text{ KN.m}$$

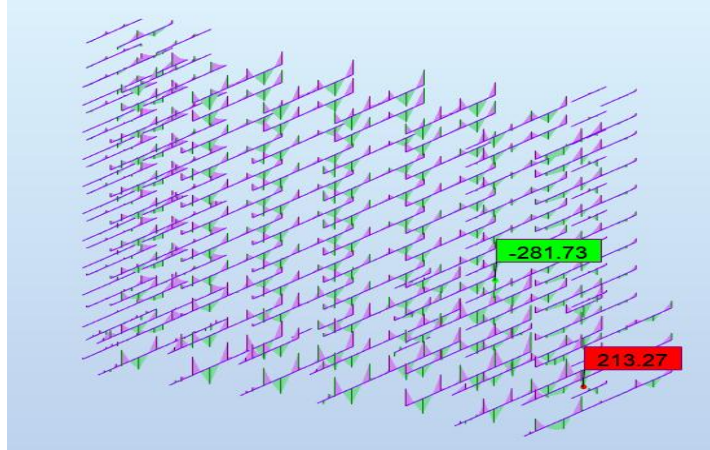


Figure VII.6 : résultat de moment à l'État limite de service ELS

Selon ROBOT expert 2010 :

➤ En appuis :  $\sigma_{bc} = 8.10 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa}$  Condition vérifier

➤ Vérification d'ouverture de fissure :

On a fissuration non préjudiciable (non nuisible)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$$

Selon ROBOT expert 2010 :

$\sigma_{st} = 93.80 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 363.3 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifier

➤ Vérification effort tranchant :

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
343.93	30	55	55	3	30	Fissuration peu nuisible	12.06	400

✓ Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

$\tau_u$	$0.2F_c28/\gamma_b$	$0.15F_c28/\gamma_b$	$\tau_{Adm 1}$	$\tau_{Adm 2}$	$\tau_{adm finale}$
2.3160	4	3	4	3	4

$\tau_u = 2.665 \text{ MPA} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPA}$  ..... Condition vérifier

✓ Vérification de la contrainte de compression (bielle):

a	$0,267 b a f_{c28}$
500	1201500

$V_u = 343930 \text{ N} < 0,267 b a f_{c28} = 1201500$  ..... Condition vérifier

Vérification des armatures inférieures d'appuis :

$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 9.887$  ..... Condition vérifier

✓ Vérification de la contrainte moyenne de compression :

Ru	sigma mb	1,3 Fc28 /Yb
687860	4.5857	26

$\sigma_{mb} = 4.5857 \text{ MPa} < \frac{1,3 \text{ Fc28}}{Yb} = 26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
tu (Mpa)	tu adm(Mpa)	Vérification	
2,316	4,000	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
343930,000	1201500,000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm <sup>2</sup> )	Vu/(fe/Y's) [cm <sup>2</sup> ]	Vérification	
12,060	9,888	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	smb (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
687860,000	4,586	26,000	OK

➤ Armatures transversales :

Données					
b(cm)	h(cm)	Φ <sub>lmin</sub> (cm)	fe (Mpa)	fc28 (Mpa)	Vu(KN)
30	55	1.4	400	30	343,93

$\Phi t = \min \left( \frac{h}{35} ; \Phi l_{min} ; \frac{b}{10} \right) = 1.20 \text{ mm}$

$S = \min \left( \frac{h}{4} ; 24\Phi t ; 17.5 ; 6\Phi l \right) = 7 \text{ cm}$

ETAPE N°01: choix du diamètre (BAEL)	
Φt (cm) [diamètre max]	Φt (mm) [diamètre choisi]
1,20	10
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
7	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
13	10
Vérification At minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7	
OK	

Tableau VII.5 : les vérifications de armatures transversales

➤ En travée :  $\sigma_{bc} = 9.10 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa}$  Condition vérifier

☞ **Vérification d'ouverture de fissure :** On a fissuration non préjudiciable (non nuisible)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$$

**Selon ROBOT expert 2010 :**

$$\sigma_{st} = 99.10 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 230.80 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

☞ **Vérification effort tranchant :**

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm²)	fe (Mpa)
395.77	30	55	55	3	30	Fissuration peu nuisible	12.06	400

✓ **Vérification de la contrainte tangente limite ultime :**

τu	0.2Fc28/γb	0.15FC28/γb	τAdm 1	τAdm 2	τadm finale
2.6651	4	3	4	3	4

$$\tau_u = 2.665 \text{ MPA} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression (bielle):**

a	0,267 b a fc28
500	1201500

$$V_u = 395770 \text{ N} < 0,267 b a fc28 = 1153440 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

**Vérification des armatures inférieures de travée :**

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 11.37 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

✓ **Vérification de la contrainte moyenne de compression :**

Ru	Sigma mb	1,3 Fc28 /γb
791540	5.2769	26

$$\sigma_{mb} = 5.2769 \text{ MPa} < \frac{1,3 Fc28}{\gamma_b} = 26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τu (Mpa)	τu adm(Mpa)	Vérification	
2,665	4,000	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
395770,000	1201500,000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm²)	Vu/(fe/γs) [cm²]	Vérification	
12,060	11,378	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /γb	Vérification
791540,000	5,277	26,000	OK

☒ Armatures transversales :

Données					
b(cm)	h(cm)	Φ <sub>lmin</sub> (cm)	f <sub>e</sub> (Mpa)	f <sub>c28</sub> (Mpa)	Vu(KN)
30	55	1.6	400	30	395,77

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35} : \Phi_{lmin} ; \frac{b}{10}\right) = 1.20 \text{ mm}$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4} : 24\Phi_t ; 17.5 ; 6\Phi_l\right) = 7 \text{ cm}$$

ETAPE N°01: choix du diamètre (BAEL)	
Φ <sub>t</sub> (cm) [diamètre max]	Φ <sub>t</sub> (mm) [diamètre choisi]
1,20	10
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
7	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
11	10
Vérification At minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7	
OK	

Tableau VII.6 : les vérifications de armatures transversales

✓ Vérification de la flèche

Selon RPA 2024 :

$$l > 5m \Rightarrow 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{6.00}{1000} = 11.00 \text{ mm}$$

$$M_g = 153.79 \text{ KN.m} \quad M_p = 213.27 \text{ KN.m}$$

Selon ROBERT expert 2010 :

$$\Delta f = 4.5 \text{ mm} < 11.00 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

1.3. Poutre intermédiaire :

☒ Les données :

$$B=30\text{cm} \quad h=50\text{cm}$$

Condition RPA	Cas d'étude	Observation
b ≥ 25cm	30cm > 25cm	Vérifiée
h ≥ 30	50cm > 30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.67 < 4	Vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres (30x50).

☒ Calcul de ferrailage :

- Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants les deux sens :

- ✓ Sens porteur (poutre principale)
- ✓ Sens non porteur (poutre secondaire).

$f_{c28}(MPa)$	B(cm)	H (cm)	Fe(MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$
30	30	50	400	1.5	1.15

e) Les résultats a l'état limite ultime ELU :

$$M_{u.max} = -293.24 \text{ KN.m} \quad M_{u.min} = 199.06 \text{ KN.m}$$

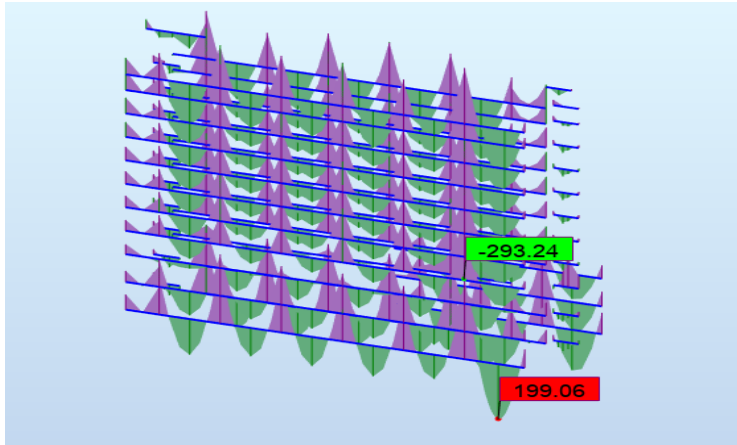


Figure VII.7 : résultat de moment à l'État limite ultime ELU

f) Les résultats a l'état accidentelle ACC :

$$M_{acc.max} = -151.73 \text{ KN.m} \quad M_{acc.min} = 106.66 \text{ KN.m}$$

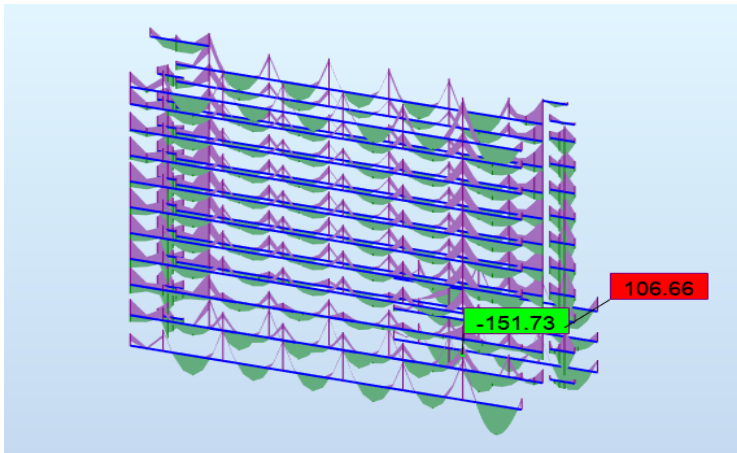


Figure VII.8 : résultat de moment à l'État accidentelle ACC

Selon ROBOT expert 2010 :

- En appuis :  $A_{s.sup} = 13.50 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

- ✓ Section supérieure => 6HA16+2HA12=14.32 cm<sup>2</sup>
- ✓ Section inférieure => 4HA14=6.16 cm<sup>2</sup>

- En travée :  $A_{s.sup} = 21.20 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature :

- ✓ Section supérieure => 6HA20+2HA14= 21.93 cm<sup>2</sup>

✓ Section inferieur => 4HA14=6.16 cm<sup>2</sup>

➤ Vérification A L'état limite de service ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = -208.56 \text{ KN.m}$$

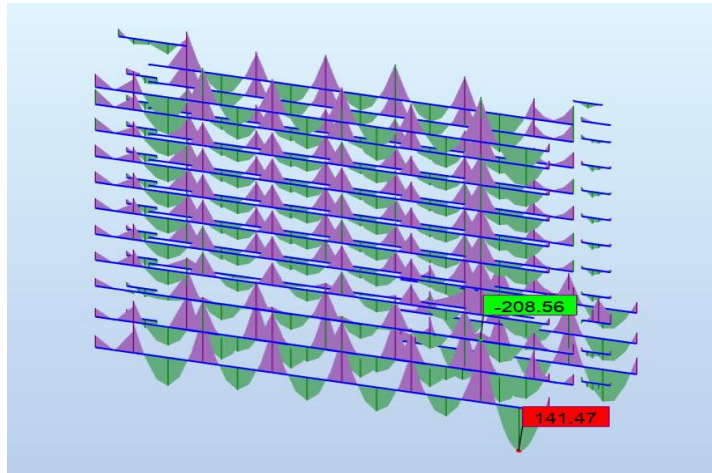


Figure VII.9 : résultat de moment à l'État limite de service ELS

Selon ROBOT expert 2010 :

➤ En appuis

$$\sigma_{bc} = 10.30 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ Vérification d'ouverture de fissure :

On a fissuration non préjudiciable (non nuisible)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$$

Selon ROBOT expert 2010 :

$$\sigma_{st} = 111.00 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ Vérification effort tranchant :

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
207.81	30	50	20	3	30	Fissuration peu nuisible	6.16	400

✓ Vérification de la contrainte tangente limite ultime :

τu	0.2Fc28/γb	0.15FC28/γb	τAdm 1	τAdm 2	τadm finale
1,53933333	4	3	4	3	4

$$\tau_u = 1.539 \text{ MPA} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

✓ Vérification de la contrainte de compression (bielle):

a	0,267 b a fc28
150	360450

$$V_u = 207810 \text{ N} < 0,267 b a f_{c28} = 312390 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

**Vérification des armatures inférieures d'appuis :**

$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 5.97 \dots\dots\dots$  Condition vérifier

✓ **Vérification de la contrainte moyenne de compression :**

<b>Ru</b>	<b><math>\sigma_{mb}</math></b>	<b>1,3 Fc28 /<math>\gamma_b</math></b>
415620	9,236	26

$\sigma_{mb} = 9.236 \text{ MPa} < \frac{1,3 \text{ Fc}28}{\gamma_b} = 26 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifier

<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</b>			
<b><math>\tau_u</math> (Mpa)</b>	<b><math>\tau_u</math> adm(Mpa)</b>	<b>Vérification</b>	
1,539	4,000	<b>OK</b>	
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</b>			
<b><math>V_u</math> (N)</b>	<b>0,267.b.a.fc28 (N)</b>	<b>Vérification</b>	
207810,000	360450,000	<b>OK</b>	
<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis</b>			
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>V_u/(f_e/\gamma_s)</math> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Vérification</b>	
6,160	5,975	<b>OK</b>	
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression</b>			
<b><math>R_u</math> (N)</b>	<b><math>\sigma_{mb}</math> (MPa)</b>	<b>1,3 Fc28 /<math>\gamma_b</math></b>	<b>Vérification</b>
415620,000	9,236	26,000	<b>OK</b>

✂ **Armatures transversales :**

<b>Données</b>					
<b>b(cm)</b>	<b>h(cm)</b>	<b><math>\Phi_{lmin}</math>(cm)</b>	<b><math>f_e</math> (Mpa)</b>	<b><math>f_{c28}</math> (Mpa)</b>	<b><math>V_u</math>(KN)</b>
30	50	1.6	400	30	207.81

$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) = 1.20 \text{ mm}$

$S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\Phi_t; 17.5; 6\Phi_l\right) = 7 \text{ cm}$

<b>ETAPE N°01 : choix du diamètre (BAEL)</b>	
<b><math>\Phi_t</math> (cm) [diamètre max]</b>	<b><math>\Phi_t</math> (mm) [diamètre choisi]</b>
1,20	10
<b>Espacement maximal Zone Nodale (cm)</b>	
<b><math>S_t</math> (cm) max</b>	<b><math>S_t</math> (cm) Choisi</b>
7	10
<b>Espacement maximal Zone courante (cm)</b>	
<b><math>S_t</math> (cm) max</b>	<b><math>S_t</math> (cm) Choisi</b>
25	10
<b>Vérification <math>A_t</math> minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7</b>	
<b>OK</b>	

**Tableau VII.8 : les vérifications de armatures transversales**

➤ **En travée**

$\sigma_{bc} = 10.50 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifier

⊗ **Vérification d'ouverture de fissure :** On a fissuration non préjudiciable (non nuisible)

$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$

Selon ROBOT expert 2010 :

$\sigma_{st} = 115.40 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 225.30 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifier

⊗ **Vérification effort tranchant :**

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
169.30	30	50	20	3	30	Fissuration peu nuisible	6.03	400

✓ **Vérification de la contrainte tangente limite ultime :**

$\tau_u$	$0.2F_c28/\gamma_b$	$0.15F_c28/\gamma_b$	$\tau_{Adm 1}$	$\tau_{Adm 2}$	$\tau_{adm finale}$
1,25407407	4	3	4	3	4

$\tau_u = 1.53933 \text{ MPA} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPA}$  ..... Condition vérifier

✓ **Vérification de la contrainte de compression (bielle):**

a	$0,267 b a f_c28$
150	360450

$V_u = 169300 \text{ N} < 0,267 b a f_c28 = 360450$  ..... Condition vérifier

**Vérification des armatures inférieures d'appuis :**

$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{f_e/\gamma_s} = 4.86$  ..... Condition vérifier

✓ **Vérification de la contrainte moyenne de compression :**

Ru	$\sigma_{mb}$	$1,3 F_c28 / \gamma_b$
338600	7,524444444	26

$\sigma_{mb} = 7.52 \text{ MPa} < \frac{1,3 F_c28}{\gamma_b} = 26 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifier

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u adm$ (Mpa)	Vérification
1,254	4,000	OK
Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
Vu (N)	$0,267.b.a.f_c28$ (N)	Vérification
169300,000	360450,000	OK
Vérification des armatures inférieures d'appuis		
As (cm <sup>2</sup> )	Vu/(fe/γs) [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
6,030	4,867	OK

Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	1,3 Fc28 / $\gamma_b$	Vérification
338600,000	7,524	26,000	OK

☞ **Armatures transversales :**

Données					
b(cm)	h(cm)	$\Phi_{lmin}$ (cm)	fe (Mpa)	fc28 (Mpa)	Vu(KN)
30	50	1.4	400	30	169.30

$$\Phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) = 1.40 \text{ mm}$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\Phi_t; 17.5; 6\Phi_l\right) = 8 \text{ cm}$$

ETAPE N°01 : choix du diamètre (BAEL)	
$\Phi_t$ (cm) [diamètre max]	$\Phi_t$ (mm) [diamètre choisi]
1,40	10
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
8	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
25	10
Vérification At minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7	
OK	

Tableau VII.9 : les vérifications de armatures transversales

✓ **Vérification de la flèche**

Selon RPA 2024 :  $l > 5m \Rightarrow 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{6.90}{1000} = 11.90 \text{ mm}$

$M_g = 87.65 \text{ KN.m}$        $M_p = 141.47 \text{ KN.m}$

Selon ROBERT expert 2010 :

$\Delta f = 8.10 \text{ mm} < 11.90 \text{ mm} \dots\dots\dots$  Condition vérifier

**VII.1.3 Ferrailage de poteaux:**

✓ **Bloc 1 :**

✓ **Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2024 :**

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

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35$$

V, l'effort normal réduit.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

Bc : section du poteau en (mm<sup>2</sup>)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 65x65**

$N_d$ (N)	4006320
$B_c$ (mm <sup>2</sup> )	422500
$F_{c28}$ (MPa)	30
$v$	0,31

$v = 0,31 < 0,35 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 60x60**

$N_d$ (N)	3775800
$B_c$ (mm <sup>2</sup> )	360000
$F_{c28}$ (MPa)	30
$v$	0,34

$v = 0,34 < 0,35 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 55x55**

$N_d$ (N)	2865590
$B_c$ (mm <sup>2</sup> )	302500
$F_{c28}$ (MPa)	30
$v$	0,31

$v = 0,31 < 0,35 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 50x50**

$N_d$ (N)	1874120
$B_c$ (mm <sup>2</sup> )	250000
$F_{c28}$ (MPa)	30
$v$	0,24

$v = 0,24 < 0,35 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 45x45**

$N_d$ (N)	1051710
$B_c$ (mm <sup>2</sup> )	202500
$F_{c28}$ (MPa)	30
$v$	0,17

$v = 0,17 < 0,35 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**✓ Vérification Art 7.4.3.2. RPA 2024 :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton,  $1: b11$ , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite:  $\tau_b \leq Pd \times f_{c28}$

Ou :  $Pd$  est égal à 0.075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

**Vérification de Poteaux 65x65**

$\lambda$	3.01
$Pd$	0.04
$Pd \times f_{c28}$	1.20
$V(N)$	67310
$B_0$ (mm <sup>2</sup> )	650
$d=0.9h$ (mm)	585
$\tau_b$	0,177

$\tau_b = 0,177 < 1.20 \Rightarrow$  Condition vérifiée

## Vérification de Poteaux 60x60

$\lambda$	3.96
Pd	0.04
$Pd \times f_{c28}$	1.20
V(N)	178570
B0 (mm <sup>2</sup> )	600
d=0.9h (mm)	540
$\tau_b$	0,55

$\tau_b = 0,55 < 1.20 \Rightarrow$  Condition vérifiée

## Vérification de Poteaux 55x55

$\lambda$	3.56
Pd	0.04
$Pd \times f_{c28}$	1.20
V(N)	204910
B0 (mm <sup>2</sup> )	550
d=0.9h (mm)	495
$\tau_b$	0,75

$\tau_b = 0,75 < 1.20 \Rightarrow$  Condition vérifiée

## Vérification de Poteaux 50x50

$\lambda$	3.92
Pd	0.04
$Pd \times f_{c28}$	1.20
V(N)	192000
B0 (mm <sup>2</sup> )	500
d=0.9h (mm)	450
$\tau_b$	0,85

$\tau_b = 0,85 < 1.20 \Rightarrow$  Condition vérifiée

## Vérification de Poteaux 45x45

$\lambda$	4.35
Pd	0.04
$Pd \times f_{c28}$	1.20
V(N)	210000
B0 (mm <sup>2</sup> )	450
d=0.9h (mm)	405
$\tau_b$	0,85

$\tau_b = 1.15 < 1.20 \Rightarrow$  Condition vérifiée

## ✓ Ferrailage poteaux (65\*65) :

Armature longitudinale : Selon RPA2024

1.00% en zone V donc :  $0.01 \times (65 \times 65) = 42.25 \text{ cm}^2$

ELU	N	My	Mz
Nmin compression	1878,51	-14,49	-62,50
My max	4829,78	-145,85	1,99
Mz max	3507,87	0,69	179,26
ACC	N	My	Mz
Nmin compression	2929,18	-61,79	16,10
N traction	-1930,78	59,33	-55,85
My max	147,83	162,05	46,40
Mz max	2483,36	0,02	135,24

Selon ROBERT EXPERT 2010 :  $A_s=10.6\text{cm}^2$

Choix d'armature : 6HA16=12.06 cm<sup>2</sup>

$A_s=\max(A_{s1}; A_{\min})=42.25\text{cm}^2$

Donc choix d'armature : **14HA20=43.98cm<sup>2</sup>**

Armature transversale :  $\frac{A_t}{t} = \frac{p \times V_u}{h_c \times f_e}$

Espacement :  $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 6\phi l) = \min(\frac{65}{3}, 10\text{cm}, 6 \times 2) = 10\text{cm}$

$t' \leq \min(\frac{b_0}{2}, \frac{h_c}{2}, 10\phi l) = \min(\frac{65}{2}, \frac{65}{2}, 10 \times 2) = 20\text{cm}$

Nous avons opté pour des diamètres de 8mm avec un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante :  $\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 30.43}{65 \times 400 \times 10^{-1}} = 0.0438 \text{ cm}$

Zone nodale :  $6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3,02}{10} = 0,302 \text{ cm} > 0,0438$

Zone courante :  $6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3,02}{20} = 0,151 \text{ cm} > 0,0438$

⇒ Condition vérifiée pour les deux zones

✓ Ferrailage poteaux (60\*60) :

Armature longitudinale : Selon RPA2024

1.00% en zone V donc :  $0.01 \times (60 \times 60) = 36 \text{ cm}^2$

ELU	N	My	Mz
Nmin compression	4464,13	-10,61	3,67
My max	303,64	239,09	-4,68
Mz max	2987,80	6,41	-153,13

ACC	N	My	Mz
Nmin compression	2526,74	-102,22	90,04
N traction	-1972,33	58,72	-211,97
My max	2498,04	-184,50	115,46
Mz max	3376,86	-89,64	371,71

Selon ROBERT EXPERT 2010 :  $A_s=8.7 \text{ cm}^2$

Choix d'armature : 5HA16=10.05 cm<sup>2</sup>

$A_s=\max(A_{s1}; A_{\min})=36 \text{ cm}^2$

Donc choix d'armature : **12HA20=37.70 cm<sup>2</sup>**

Armature transversale :  $\frac{A_t}{t} = \frac{p \times V_u}{h_c \times f_e}$

Espacement :  $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 6\phi l) = \min(\frac{60}{3}, 10\text{cm}, 6 \times 2) = 10\text{cm}$

$t' \leq \min(\frac{b_0}{2}, \frac{h_c}{2}, 10\phi l) = \min(\frac{60}{2}, \frac{60}{2}, 10 \times 2) = 20\text{cm}$

Nous avons opté pour des diamètres de 8mm avec un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante :  $\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 188.43}{60 \times 400 \times 10^{-1}} = 0.1962 \text{ cm}$

Zone nodale :  $6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3.02\text{cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3.02}{10} = 0,302 \text{ cm} > 0.196$

Zone courante :  $6\phi 10 \Rightarrow A_t = 4.71\text{cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{4.71}{20} = 0,235 \text{ cm} > 0.196$

⇒ Condition vérifiée pour les deux zones

## ✓ Ferrailage poteaux (55\*55) :

Armature longitudinale : Selon RPA 2024

1.00% en zone V donc :  $0.01 \times (55 \times 55) = 30.25 \text{ cm}^2$ 

ELU	N	My	Mz
Nmin compression	3131,64	95,18	8,84
My max	2645,92	-130,01	-65,94
Mz max	1852,77	32,57	-140,71

ACC	N	My	Mz
Nmin compression	2172,21	-150,44	50,83
N traction	-1533,29	89,18	-267,49
My max	1208,30	308,27	106,65
Mz max	495,47	73,39	-343,90

Selon ROBERT EXPERT 2010 :  $A_s=8.8 \text{ cm}^2$ Choix d'armature : 5HA16=10.05  $\text{cm}^2$  $A_s=\max(A_{s1} ; A_{\min})=30.25 \text{ cm}^2$ Donc choix d'armature : **11HA20=34.57  $\text{cm}^2$** Armature transversale :  $\frac{A_t}{t} = \frac{p \times V_u}{h_c \times f_e}$ Espacement :  $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 6\phi l) = \min(\frac{55}{3}, 10\text{cm}, 6 \times 2) = 10\text{cm}$  $t' \leq \min(\frac{b_0}{2}, \frac{h_c}{2}, 10\phi l) = \min(\frac{55}{2}, \frac{55}{2}, 10 \times 2) = 20\text{cm}$ 

Nous avons opté pour des diamètres de 8mm avec un espacement de 10cm en zone nodale

et 15cm en zone courante :  $\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.50 \times 179.37}{55 \times 400 \times 10^{-1}} = 0.2038 \text{ cm}$ Zone nodale :  $6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3.02}{10} = 0,471 \text{ cm} > 0.203$ Zone courante :  $6\phi 10 \Rightarrow A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{4.71}{20} = 0,235 \text{ cm} > 0.203$ 

⇒ Condition vérifiée pour les deux zones

## ✓ Ferrailage poteaux (50\*50) :

Armature longitudinale : Selon RPA2024

1.00% en zone V donc :  $0.01 \times (50 \times 50) = 25 \text{ cm}^2$ 

ELU	N	My	Mz
Nmin compression	2376,48	36,99	16,01
My max	1377,90	-121,24	-67,49
Mz max	1310,52	-2,05	-151,95
ACC	N	My	Mz
Nmin compression	1499,91	-68,51	105,38
N traction	-877,04	82,88	-203,79
My max	650,42	287,36	-106,11
Mz max	643,66	134,81	-179,93

Selon ROBERT EXPERT 2010 :  $A_s=8.00 \text{ cm}^2$ Choix d'armature : 5HA16=10.05  $\text{cm}^2$  $A_s=\max(A_{s1} ; A_{\min})=25 \text{ cm}^2$ Donc choix d'armature : **8HA20=25.13  $\text{cm}^2$**

**Armature transversale** :  $\frac{A_t}{t} = \frac{p \times Vu}{hc \times f_e}$

Espacement :  $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10cm, 6\phi l) = \min(\frac{50}{3}, 10cm, 6 \times 2) = 10cm$

$t' \leq \min(\frac{b_0}{2}, \frac{hc}{2}, 10\phi l) = \min(\frac{50}{2}, \frac{50}{2}, 10 \times 1.6) = 20cm$

Nous avons opté pour des diamètres de 8mm avec un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante :  $\frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.50 \times 184.64}{50 \times 400 \times 10^{-1}} = 0.230 \text{ cm}$

Zone nodale :  $6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3.02}{10} = 0,302 \text{ cm} > 0.2308$

Zone courante :  $6\phi 10 \Rightarrow A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{4.71}{20} = 0,235 \text{ cm} > 0.2308$

⇒ **Condition vérifiée pour les deux zones**

✓ **Ferraillage poteaux (50\*50) :**

**Armature longitudinale : Selon RPA2024**

1.00% en zone V donc :  $0.01 \times (50 \times 50) = 25 \text{ cm}^2$

ELU	N	My	Mz
<b>Nmin compression</b>	2376,48	36,99	16,01
<b>My max</b>	1377,90	-121,24	-67,49
<b>Mz max</b>	1310,52	-2,05	-151,95
ACC	N	My	Mz
<b>Nmin compression</b>	1499,91	-68,51	105,38
<b>N traction</b>	-877,04	82,88	-203,79
<b>My max</b>	650,42	287,36	-106,11
<b>Mz max</b>	643,66	134,81	-179,93

**Selon ROBERT EXPERT 2010 :  $A_s=8.00 \text{ cm}^2$**

Choix d'armature : 5HA16= 10.05 cm<sup>2</sup>

$A_s = \max(A_{s1} ; A_{min}) = 25 \text{ cm}^2$

Donc choix d'armature : **8HA20=25.13 cm<sup>2</sup>**

**Armature transversale** :  $\frac{A_t}{t} = \frac{p \times Vu}{hc \times f_e}$

Espacement :  $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10cm, 6\phi l) = \min(\frac{50}{3}, 10cm, 6 \times 2) = 10cm$

$t' \leq \min(\frac{b_0}{2}, \frac{hc}{2}, 10\phi l) = \min(\frac{50}{2}, \frac{50}{2}, 10 \times 1.6) = 20cm$

Nous avons opté pour des diamètres de 8mm avec un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante :  $\frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.50 \times 184.64}{50 \times 400 \times 10^{-1}} = 0.2308 \text{ cm}$

Zone nodale :  $6\phi 8 \Rightarrow A_t = 3.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{3.02}{10} = 0,302 \text{ cm} > 0.2308$

Zone courante :  $6\phi 12 \Rightarrow A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{6.79}{20} = 0,339 \text{ cm} > 0.230$

⇒ **Condition vérifiée pour les deux zones**

✓ **Ferraillage poteaux (45\*45) :**

**Armature longitudinale : Selon RPA2024**

1.00% en zone V donc :  $0.01 \times (45 \times 45) = 20.25 \text{ cm}^2$

ELU	N	My	Mz
Nmin compression	1658,02	33,09	15,52
My max	275,64	240,46	-122,99
Mz max	330,34	-28,24	-255,98
ACC	N	My	Mz
Nmin compression	973,49	-55,16	90,08
N traction	-377,40	66,40	-144,04
My max	235,33	314,89	-107,54
Mz max	214,22	27,50	371,51

Selon ROBERT EXPERT 2010 :  $A_s=41.00 \text{ cm}^2$

Choix d'armature : 5HA16=10.05  $\text{cm}^2$

$A_S=\max(A_{s1} ; A_{min})=41 \text{ cm}^2$

Donc choix d'armature : **14HA20=43.98  $\text{cm}^2$**

Armature transversale :  $\frac{A_t}{t} = \frac{p \times V_u}{h_c \times f_e}$

Espacement :  $t \leq \min(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm } 6\phi l) = \min(\frac{45}{3}, 10\text{cm}, 6 \times 2) = 10\text{cm}$

$t' \leq \min(\frac{b_0}{2}, \frac{h_c}{2}, 10\phi l) = \min(\frac{45}{2}, \frac{45}{2}, 10 \times 2) = 20\text{cm}$

Nous avons opté pour des diamètres de 8mm avec un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante :  $\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.50 \times 304.33}{45 \times 400 \times 10^{-1}} = 0.422 \text{ cm}$

Zone nodale :  $6\phi 10 \Rightarrow A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{4.71}{10} = 0,471 \text{ cm} > 0.422$

Zone courante :  $6\phi 12 \Rightarrow A_t = 9.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{A_t}{t} = \frac{9.24}{20} = 0,462 \text{ cm} > 0.422$

⇒ Condition vérifiée pour les deux zones

## VII.1.4 ETUDE DES VOILES:

### 1. BLOC 01 :

Les donnes :  $e=20\text{cm}$   $L=3.00\text{m}$

1.1. Vérification de l'effort normal :  $V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.40$

$$B_c = 3.00 \times 0.20 = 0.6 \text{ m}^2$$

Selon ROBERT :  $N_d = -3256.64 \text{ KN}$

$$V_d = \frac{3256.64 \times 10^3}{0.6 \times 10^6 \times 30} = 0.1809 < 0.40$$

1.2. Vérification de contrainte cisaillement :  $\tau_b = \frac{\tilde{V}}{B_w \times d} \leq 0.2 \times f_{c28} = 6 \text{ MPa}$

Avec :

✓  $\tilde{V} = 1.4V_u$

✓  $b_w$  : épaisseur du linteau ou du voile

✓  $d$  : hauteur utile avec  $d = 0.9h$

✓  $h$  : hauteur totale de la section brute

$$V_u = -253.42 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tilde{V} = 1.4 \times 253.42 = 354.788 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{354.788 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 3000)} = 0.657 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

1.3. **Ferrailage de voile** : Selon RPA 2024 on a:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{36.10}{3.00} = 12.03 > 2.00$$

$$M_R = -3119,60 \text{ KN.m}$$

✓ **Armature longitudinale** :  $h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) = \max(3.00\text{m} ; 6.01\text{m}) = 6.01\text{m}$

Section d'acier minimale dans la zone tendue d'après le RPA2024 :  $A_S = 12.40 \text{ cm}^2$

• Diamètres adoptés : Selon ROBERT expert 2010 :

Choix d'armature : 7HA16=14.07  $\text{cm}^2$

Espacement : Selon l'article 7.7.4 du RPA2024 :  $St \leq \left(\frac{b_0}{3} ; 12.5 ; 6\phi l\right)$ .

Donc :  $St = 10 \text{ cm}$ .

✓ **Armature transversale** :  $At_{min} \geq 0,09 \times b \times St \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 \times 9 \times 14 \times \frac{30}{400}$

$$At_{min} = 0.8505 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 2HA8=1.01  $\text{cm}^2$

## 2. Voile 02 :

**Les donnes** :  $e=20\text{cm}$     $L=2.88 \text{ m}$

2.1. **Vérification de l'effort normal** :  $V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.40$

$$B_c = 2.88 \times 0.20 = 0.576 \text{ m}^2$$

**Selon ROBERT** :  $N_d = -4062,84 \text{ KN}$

$$V_d = \frac{4062,84 \times 10^3}{0.576 \times 10^6 \times 30} = 0.235 < 0.40$$

2.2. **Vérification de contrainte cisaillement** :  $\tau_b = \frac{\tilde{V}}{B_w \times d} \leq 0.2 \times f_{c28} = 6 \text{ MPa}$

✓  $\tilde{V} = 1.4 V_u$

✓  $b_w$  : épaisseur du linteau ou du voile

✓  $d$  : hauteur utile avec  $d = 0.9h$

✓  $h$  : hauteur totale de la section brute

$$V_u = -253.42 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tilde{V} = 1.4 \times 948,15 = 1327.41 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1327.41 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 3000)} = 2.63 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

## 2.3. Ferrailage de voile :

Selon RPA 2024 on a :  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{36.10}{2.88} = 12.53 > 2.00 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$

$$M_R = -1508,68 \text{ KN.m}$$

✓ **Armature longitudinale** :  $h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) = \max(2.88 \text{ m} ; 6.01\text{m}) = 6.01\text{m}$

Section d'acier minimale dans la zone tendue d'après le RPA2024 :  $A_S = 21.10 \text{ cm}^2$

• Diamètres adoptés : Selon ROBERT expert 2010 :

Choix d'armature : 7HA20=21.99 cm<sup>2</sup>

Espacement : Selon l'article 7.7.4 du RPA2024 :  $St \leq (\frac{b_0}{3} ; 12.5 ; 6\phi l)$ .

Donc :  $St = 12$  cm.

$$\checkmark \text{ Armature transversale : } At_{min} \geq 0,09 \times b \times St \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 \times 12 \times 14 \times \frac{30}{400}$$

$$At_{min} = 1.134 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 3HA8=1.51 cm<sup>2</sup>

### 3. Voile 03 :

Les donnes :  $e=20$ cm  $L=2.80$  m

#### 3.1. Vérification de l'effort normal :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.40$$

$$B_c = 2.80 \times 0.20 = 0.56 \text{ m}^2$$

Selon ROBERT :

$$N_d = -2758,49 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{2758,49 \times 10^3}{0.56 \times 10^6 \times 30} = 0.164 < 0.40 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

#### 3.2. Vérification de contrainte cisaillement : $\tau_b = \frac{\tilde{V}}{B_w \times d} \leq 0.2 \times f_{c28} = 6 \text{ MPa}$

$$\checkmark \tilde{V} = 1.4V_u$$

$\checkmark$   $b_w$  : épaisseur du linteau ou du voile

$\checkmark$   $d$  : hauteur utile avec  $d = 0.9h$

$\checkmark$   $h$  : hauteur totale de la section brute

$$V_u = -504,55 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tilde{V} = 1.4 \times -504,55 = 706.37 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{706.37 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 2800)} = 1.401 \text{ MPa} < 6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

#### 3.3. Ferrailage de voile :

Selon RPA 2024 on a :  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{36.10}{2.80} = 12.89 > 2.00 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$

$$M_R = -1814,02 \text{ KN.m}$$

$\checkmark$  Armature longitudinale :

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right) = \max(2.80 \text{ m} ; 6.01 \text{ m}) = 6.01 \text{ m}$$

Section d'acier minimale dans la zone tendue d'après le RPA2024 :  $A_s = 12.60 \text{ cm}^2$

• Diamètres adoptés : Selon ROBERT expert 2010 :

Choix d'armature : 7HA16=14.07 cm<sup>2</sup>

Espacement : Selon l'article 7.7.4 du RPA2024 :  $St \leq (\frac{b_0}{3} ; 12.5 ; 6\phi l)$ .

Donc :  $St = 9$  cm.

$$\checkmark \text{ Armature transversale : } At_{min} \geq 0,09 \times b \times St \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 \times 9 \times 14 \times \frac{30}{400}$$

$$At_{min} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 2HA8=1.01 cm<sup>2</sup>

## VII.2 vérification et ferrailage des éléments (bloc 01), avec robot complet:

### VII.2.1 Les poutres

#### 1- Poutre principale 01 (30\*55) cm<sup>2</sup>

Accueil | COMPLETE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Allouas | Date de fin 05/03/2026 | Résultats des poutres 2024

#### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton Fc28: 30.00 [MPa]  
 Acier FeE: 400 [MPa]  
 Fissuration: Non préjudiciable  
 Enrobage: 3.00 [cm]

Largeur b = 30.00 [cm]  
 Hauteur h = 50.00 [cm]  
 As min RPA: 7.50 [cm<sup>2</sup>]  
 As min BAEL: 1.86 [cm<sup>2</sup>]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis: As1: 3 HA 16 (6.03 [cm<sup>2</sup>])  
 Travée: As2: 3 HA 25 + 5 HA 16 (24.77 [cm<sup>2</sup>])  
 As1: 3 HA 25 (14.72 [cm<sup>2</sup>])  
 As2: 3 HA 16 (6.03 [cm<sup>2</sup>])

**Choix des aciers**

Appuis: As1: 3 HA 16  
 Travée: As2: 3 HA 25 + 5 HA 16  
 As1: 3 HA 25  
 As2: 3 HA 16

#### Vérification de la section

**Etat limite de compression du béton BAEI 91 Article A.4.5.2**

cbc: 13.80 [MPa] | c adm: 18.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée ✓

**Etat limite d'ouverture des fissures BAEI 91 Article A.4.5.3**

crst: 245.11 [MPa] | crst adm: 400.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée ✓

**Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEI 91 Article A.5**

BAEL 91 Article A.5.1.21: radm: 4.00 [MPa] | 0.257 b a f c 28: 720.90 [KN]  
 BAEL 91 Article A.5.1.31: tu: 1.54 [MPa] | Vu: 207.81 [KN]  
 BAEL 91 Article A.5.1.32: Vu/Fe ys: 4.52 [cm] | 1.3Fc28/vb: 26.01 [MPa]  
 As1: 6.03 [cm] | omb: 4.62 [MPa]

Note de calcul

#### Calcul des armatures Transversales

**Données de base**

ØL-min: 16.00 [mm] | Ft28: 2.40 [MPa] | Vu: 207.81 [KN] | 2

**Choix du diamètre**

Ø-max: 14.29 [mm] | Ø-choix: 8 [mm] | A-Cal: 2.01 [cm] | 2

**Espacement des cadres en zone nodale**

St-zn-max: 9.60 [cm] | St-zn-choix: 8 [cm]

**Espacement des cadres en zone courant**

St-zc-max: 19.20 [cm] | St-zc-choix: 15 [cm]

**Vérification armature minimale RPA 2024 Article 7.5.2**

A/s RPA: 0.09 [cm] | A/s zn: 0.25 [cm] | A/s sc: 0.13 [cm] | 2

Figure VII.10 : vérifications et ferrailage de la poutre principale 01 via Robot complet

1- Poutre principale 02 (35\*65) cm<sup>2</sup>

Accueil - Données des poutres 2024 - Résultat des poutres 2024

COMPLETE v2.0.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Allaoue | Date de fin 05/03/2026

### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton Fc28: 30.00 [MPa] Largeur b = 35.00 [cm]  
 Acier FeE: 400 [MPa] Hauteur h = 65.00 [cm]  
 Restauration: Non préjudiciable As min RPA: 11.58 [cm<sup>2</sup>]  
 Enrobage: 3.00 [cm] As min BAEI: 2.83 [cm<sup>2</sup>]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis: As1: 8 HA 16 + 2 HA 14 19.15 [cm]  
 Travée: As2: 4 HA 20 + 6 HA 16 24.62 [cm]  
 As1: 6 HA 16 12.06 [cm]  
 As2: 6 HA 16 12.06 [cm]

**Choix des aciers**

Appuis: As1: 8 HA 16 + 2 HA 14 19.15 [cm]  
 Travée: As2: 4 HA 20 + 6 HA 16 24.62 [cm]  
 As1: 6 HA 16 12.06 [cm]  
 As2: 6 HA 16 12.06 [cm]

### Calcul des armatures transversales

**Données de base**

ØL-min: 14.00 [mm] F28: 2.40 [MPa] Vu: 324.61 [kN]  
 ØL-max: 14.00 [mm] ØL-choix: 8 [mm] A-Cal: 2.01 [cm<sup>2</sup>]

**Choix du diamètre**

ØL-min: 14.00 [mm] ØL-choix: 8 [mm] A-Cal: 2.01 [cm<sup>2</sup>]

**Espacement des cadres en zone nodale**

St-zn-max: 8.40 [cm] St-zn-choix: 8 [cm]

**Espacement des cadres en zone courant**

St-zc-max: 16.80 [cm] St-zc-choix: 15 [cm]

**Vérification armature minimale RPA 2024 Article 7.5.2**

A1/s RPA: 0.11 [cm] A1/s-zn: 0.25 [cm] A1/s-zc: 0.13 [cm]

### Vérification de la section

**Etat limite de compression du béton BAEI91 Article A.4.5.2**

cbc: 7.85 [MPa] c adm: 18.00 [MPa] Vérification: Condition vérifiée

**Etat limite d'ouverture des fissures BAEI91 Article A.4.5.3**

crst: 222.44 [MPa] crst-adm: 400.00 [MPa] Vérification: Condition vérifiée

**justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles BAEI91 Article A.5**

BAEI91 Article A.5.1.21: Tadm: 4.00 [MPa] 0.257 b.a.fc28: 981.23 [kN]  
 Tu: 1.59 [MPa] Vu: 324.61 [kN]  
 BAEI91 Article A.5.1.31: Vu/Fe1s: 7.06 [cm<sup>2</sup>] 1.3fc28/γb: 26.01 [MPa]  
 As1: 19.15 [cm<sup>2</sup>] cmb: 5.30 [MPa]

Note de calcul

Figure VII.11 : vérifications et ferrailage de la poutre principale 02 via Robot complet

1- Poutre intermédiaire (30\*50) cm<sup>2</sup>

Accueil - Données des poutres 2024 - Résultat des poutres 2024 - X

COMPLETE V2.6.3.0 [Licence accordé à : BAHLOULI Allaoue [Date de fin 05/03/2026

### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton Fc28: 30.00 [MPa] Largeur b = 30.00 [cm]  
 Acier FeE: 400 [MPa] Hauteur h = 50.00 [cm]  
 Fisuration: Non préjudiciable As min RPA: 7.50 [cm<sup>2</sup>]  
 Enrobage: 3.00 [cm] As min BAEI: 1.86 [cm<sup>2</sup>]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis: As1: 3 HA 16 (6.03 [cm<sup>2</sup>])  
 Travée: As1: 3 HA 25 (14.72 [cm<sup>2</sup>])  
 As2: 3 HA 16 (6.03 [cm<sup>2</sup>])

**Choix des aciers**

Appuis: As1: 3 HA 16 (6.03 [cm<sup>2</sup>])  
 As2: 3 HA 25 + 5 HA 16 (24.77 [cm<sup>2</sup>])  
 Travée: As1: 3 HA 25 (14.72 [cm<sup>2</sup>])  
 As2: 3 HA 16 (6.03 [cm<sup>2</sup>])

### Calcul des armatures transversales

**Données de base**

ØL min: 16.00 [mm] R28 ØL choix: 8 [mm] Vu: 207.81 [kN]  
 ØS max: 14.29 [mm] Øs choix: 8 [mm] At-Cal: 2.01 [cm<sup>2</sup>]

**Espacement des cadres en zone nodale**

Sz-zn-max: 9.60 [cm] Sz-zn-choix: 8 [cm]  
 Sz-zc-max: 19.20 [cm] Sz-zc-choix: 15 [cm]

**Vérification armature minimale RPA 2024 Article 7.5.2**

At/s RPA: 0.09 [cm] At/s-zn: 0.25 [cm] At/s-zc: 0.13 [cm]

### Vérification de la section

**Etat limite de compression du béton BAEI91 Article A.4.5.2**

cbc: 13.80 [MPa] c adm: 18.00 [MPa] Vérification: Condition vérifiée

**Etat limite d'ouverture des fissures BAEI91 Article A.4.5.3**

ost: 245.11 [MPa] ost adm: 400.00 [MPa] Vérification: Condition vérifiée

**Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles BAEI91 Article A.5**

BAEI91 Article A.5.1.21: t adm: 4.00 [MPa] 0.267 b a f c 28: 720.90 [kN]  
 BAEL91 Article A.5.1.31: tu: 1.54 [MPa] Vu: 207.81 [kN]  
 BAEL91 Article A.5.1.32: Vu/Fe,ys: 4.52 [cm] 1.3 f c 28 / b: 26.01 [MPa]  
 As1: 6.03 [cm] omb: 4.62 [MPa]

Note de calcul

Figure VII.12 : vérifications et ferrailage de la poutre intermédiaire via Robot complet

1- Poutre principale 01 (30\*55) cm<sup>2</sup>

Accueil    Données des poutres 2024    Résultat des poutres 2024

COMPLÉTE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Alaoua | Date de fin 05/03/2026

### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton Fc28: 30.00 [MPa]    Largeur b: 30.00 [cm]  
 Acier FeE: 400 [MPa]    Hauteur h: 50.00 [cm]  
 Rissuration: Non préjudiciable    As min RPA: 7.50 [cm²]    2  
 Enrobage: 3.00 [cm]    As min BAEL: 1.86 [cm²]    2

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis:    **Choix des aciers**

Acier Inf As1=: 2.32 [cm²]    Appuis: As1: 3 HA 16    6.03 [cm²]    ✓  
 Acier Sup As2=: 22.61 [cm²]    Travée: As2: 3 HA 25 + 5 HA 16    24.77 [cm²]    ✓  
 Acier Inf As1=: 14.26 [cm²]    Appuis: As1: 3 HA 25    14.72 [cm²]    ✓  
 Acier Sup As2=: 5.39 [cm²]    Travée: As2: 3 HA 16    6.03 [cm²]    ✓

### Calcul des armatures Transversales

**Données de base**

Øl min: 16.00 [mm]    2    Ft28: 2.40 [MPa]    2    Vu: 207.81 [kN]    2  
 Øt max: 14.29 [mm]    2    Øt-choix: 8 [mm]    At-Cal: 2.01 [cm²]    2

**Choix du diamètre**

Es spacement des cadres en zone nodale:    St-2n-choix: 8 [cm]    2  
 Es spacement des cadres en zone courant:    St-3c-choix: 15 [cm]    2

**Vérification armature minimale RPA 2024 Article 7.52**

Al/s RPA: 0.09 [cm]    2    Al/s 2n: 0.25 [cm]    2    Al/s 3c: 0.13 [cm]    2

### Vérification de la section

**Etat limite de compression du béton BAEI 91 Article 4.4.5.2**

cbc: 13.80 [MPa]    c adm: 18.00 [MPa]    Vérification: Condition vérifiée ✓

**Etat limite d'ouverture des fissures BAEI 91 Article 4.4.5.3**

crf: 245.11 [MPa]    crf adm: 400.00 [MPa]    Vérification: Condition vérifiée ✓

**Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEI 91 Article A.5**

BAEL91 Article A.5.1.21    BAEL91 Article A.5.1.313  
 radm: 4.00 [MPa]    0.267b a/c28: 720.90 [kN]    2  
 tu: 1.54 [MPa]    Vu: 207.81 [kN]    2  
 BAEL91 Article A.5.1.322    BAEL91 Article A.5.1.31  
 Vu/Fe ys: 4.52 [cm]    1.3Fc28/γb: 26.01 [MPa]    2  
 As1: 6.03 [cm]    omb: 4.62 [MPa]    2

Note de calcul

Figure VII.13: vérifications et ferrailage de la poutre principale 01 via Robot complet

### VII.2.2. Les poteaux

#### 1- Poteaux (65x65) cm<sup>2</sup>

Accueil

Données des poteaux : 2024

Résultats Poteaux 2024

COMPLETE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Allaoua | Date de fin 05/03/2026

**Données de base**

Zone sismique IV

Béton Fc28 30.00 [MPa]

Acier FeE 400 [MPa]

Largeur bc = 65.00 [cm]

Hauteur hc = 65.00 [cm]

Longueur L = 3.30 [m]

Enrobage 4 [cm]

Amin-BAEL 8.45 [cm<sup>2</sup>]

As min RPA 42.25 [cm<sup>2</sup>]

**Flambement**

Copier le tableau

Fx (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	Combinaisons
5351.82	-9.03	0.01	ELU
147.83	162.05	46.4	ACC1
2483.36	0.02	135.24	ACC2
-1930.78	59.33	55.85	ACC3

Longueur de flambement Lf = 2.31 [m]

Blanchiment λ = 12.31

Coefficient α = 0.83

Section réduite Br = 0.40 [m<sup>2</sup>]

**Convention de Signe**

- L'effort normal positif est un effort de compression

- L'effort normal négatif est un effort de traction

**Calcul des armatures**

- As1 est calculée en flexion composée avec le moment Mz

- As2 est calculée en flexion composée avec le moment My

**Ferraillage des Poteaux**

As long calculées en flexion composée

As-1 26.77 [cm<sup>2</sup>]

As-2 26.93 [cm<sup>2</sup>]

Atot\_Lc 107.41 [cm<sup>2</sup>]

Choix des armatures

As Choise As en flexion composée

128.61 [cm<sup>2</sup>]

16 HA 32

Amplitude transverse

Ø 8 [mm]

nombre de cadre 4 [00]

As\_choix 4.02 [cm]

As long calculées en flexion déviée composée

As-1 15.4 [cm<sup>2</sup>]

As-2 15.4 [cm<sup>2</sup>]

Atot\_Ldc 61.6 [cm<sup>2</sup>]

Vérification RPA

As\_min\_zn 1.88 [cm<sup>2</sup>]

As\_min\_sc 3.44 [cm<sup>2</sup>]

L'espacement maximal en Zone Courant

i 12.50 [cm]

i' 48.00 [cm]

L'espacement maximal en Zone Node

L\_choix 8.00 [cm]

i'choix 8.00 [cm]

L'espacement maximal en Zone Node

pa Y 3.75

pa Z 3.75

pd Y 0.04

pd Z 0.04

Note de calcul

60 φ

15 [cm]

\* La longueur minimale des recouvrements est de:

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

**Vérification de la section des poteaux**

Effort normal réduit "RPA 2024 Article 7.4.3" 2

Nd 4.006.32 [KN]

V 0.32

Vérification Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Y-Y

radm-y 1.20 [MPa]

Ty 55.37 [KN]

Ty 0.15 [MPa]

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Z-Z

radm-z 1.20 [MPa]

Tz 67.31 [KN]

Tz 0.18 [MPa]

Change limite - Etat limite ultime "BAEL 91 Article B.8.4.1"

Nu-lim 7.377.78 [KN]

Nu 5.351.82 [N]

Nu 5.351.82 [N]

Vérification Condition vérifiée

Charge critique de Flambement

NC 940.441.55 [KN]

Nu 5351.82 [N]

Nu 5351.82 [N]

Vérification Condition vérifiée

Figure VII.14 : vérifications et ferraillage de poteau (65x65) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

1- Poteaux (60x60) cm<sup>2</sup>

COMPLÈTE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Alloua | Date de fin 05/03/2026

Accueil Données des poteaux 2024 Résultats Poteaux 2024

**Données de base**

Zone sismique IV Largeur bc = 60.00 [cm] Enrobage 3 [cm]

Béton Fc28 30.00 [MPa] Hauteur hc = 60.00 [cm] Amin-BAEL 7.2 [cm]

Acier FeE 400 [MPa] Longueur L = 3.90 [m] As min RPA 36.00 [cm]

**Flambement**

Copier le tableau

Fx (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Combinaisons
4464.13	-10.61	3.67	ELU
165.43	316.77	124.9	ACC1
3376.86	89.64	371.71	ACC2
-1972.33	58.72	211.97	ACC3

Longueur de flambement l<sub>f</sub> = 2.73 [m]

Elaçnement l<sub>e</sub> = 15.76 [m]

Coefficient α = 0.82

Section réduite Br = 0.34 [m<sup>2</sup>]

**Convention de Signe**

- L'effort normal positif est un effort de compression

- L'effort normal négatif est un effort de traction

**Calcul des armatures**

- As1 est calculée en flexion composée avec le moment Mz

- As2 est calculée en flexion composée avec le moment My

**Vérification de la section des poteaux**

Effort normal réduit "RPA 2024 Article 7.4.3" 2

Nd 3 775.80 [kN] V 0.35 Vérification Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Y-Y

tadim-y 1.20 [MPa] Ty 188.43 [kN] ty 0.58 [MPa]

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Z-Z

tadim-z 1.20 [MPa] Tz 137.22 [kN] tz 0.42 [MPa]

Charge limite - Etat limite ultime "BAEL 91 Article 8.8.4.1"

Nulim 6 195.56 [kN] Nu 4 464.13 [N] Vérification Condition vérifiée

Charge critique de Flambement

NC 488 857.24 [kN] Nu 4464.13 [N] Vérification Condition vérifiée

**Ferrailage des Poteaux**

As longitudinales calculées en flexion composée

As Choise As en flexion déviée co

As-1 35.69 [cm<sup>2</sup>] As-1 19.8 [cm<sup>2</sup>]

As-2 27.71 [cm<sup>2</sup>] As-2 19.8 [cm<sup>2</sup>]

Atot\_fc 126.81 [cm<sup>2</sup>] Atot\_fdc 79.2 [cm<sup>2</sup>]

Choix des armatures

16 HA 32

At\_choix 4.02 [cm]

Amplitude transversale

Ø 8 [mm] nombre de cadre 4.00 [cm]

L'espaceur : RPA 2024 Article 7.4.2

L'espaceur maximal en Zone Nœuds

t 12.50 [cm] L'espaceur maximal en Zone Courant

t\_choix 10.00 [cm] t\_choix 15.00 [cm]

L'espaceur maximal en Zone Courant

t\_choix 10.00 [cm] t\_choix 15.00 [cm]

Vérification RPA

At\_min\_zn 0.68 [cm]

At\_min\_zc 3.71 [cm]

pa.Y 3.75

pa.Z 3.75

pd.Y 0.04

pd.Z 0.04

Note de calcul

60 φ

15 [cm]

\* La longueur minimale des recouvrements est de

\* La distance entre les bannes verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

Figure VII.15 : vérifications et ferrailage de poteau (60x60) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

1- Poteaux (55x55) cm<sup>2</sup>

Accueil Données des poteaux 2024 Résultats Poteaux 2024

COMPLETE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Allaoua | Date de fin 05/03/2026

**Données de base**

Zone sismique IV Largeur bc = 55.00 [cm] Errobage 3 [cm]  
 Béton Fc28 30.00 [MPa] Hauteur hc = 55.00 [cm] Amin-BAEL 6.05 [cm]  
 Acier FeE 400 [MPa] Longueur L = 3.30 [m] As min RPA 30.25 [cm<sup>2</sup>]

**Flambement**

Copier le tableau

Fx (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)	Combinaisons
3131.64	95.18	8.84	ELU
853.87	308.27	110.91	ACC1
495.47	73.39	343.9	ACC2
-1533.29	89.18	267.49	ACC3

Longueur de flambement Lf = 2.31 [m]  
 Eclaircissement λ = 14.55  
 Coefficient α = 0.82  
 Section réduite Br = 0.28 [m<sup>2</sup>]

**Convention de Signe**

- L'effort normal positif est un effort de compression  
 - L'effort normal négatif est un effort de traction

**Calcul des armatures**

- As1 est calculée en flexion composée avec le moment Mz  
 - As2 est calculée en flexion composée avec le moment My

**Ferrillage des Poteaux**

As longitudinales calculées en flexion composée: As-1 19 [cm<sup>2</sup>], As-2 19 [cm<sup>2</sup>], Atot\_fdc 76 [cm<sup>2</sup>]

Choix des armatures: As Choisie 128.61 [cm<sup>2</sup>], As en flexion composée 16 HA 32

Amplitude transversale: Ø 8 [mm], nombre de cadre 4.00 [cm], A\_choix 4.02 [cm<sup>2</sup>]

L'espacement : RPA 2024 Article 7.4.2 :  
 L'espacement maximal en Zone Nods: t 12.50 [cm], t' 48.00 [cm], t\_choix 10.00 [cm]  
 L'espacement maximal en Zone Courant: t 12.50 [cm], t' 48.00 [cm], t\_choix 10.00 [cm]

Vérification RPA: Al\_min\_zn 1.10 [cm], Al\_min\_zc 3.30 [cm], pa.Y 3.75, pa.Z 3.75, pd.Y 0.04, pd.Z 0.04

\* La longueur minimale des recouvrements est de: 60 φ  
 \* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 15 [cm]

**Note de calcul**

**Vérification de la section des poteaux**

Effort normal réduit "RPA 2024 Article 7.4.3" : 2

Nd 2.865.59 [kN] V 0.32 [m] Vérification Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Y-Y: radny 1.20 [MPa] Ty 204.91 [kN] Ty 0.75 [MPa]

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Z-Z: radnz 1.20 [MPa] Tz 184.65 [kN] Tz 0.68 [MPa]

Charge limite - Bat limite ultime "BAEL 91 Article 8.8.4.1": Nu\_lim 5.102.22 [kN] Nu 3.131.64 [N] Vérification Condition vérifiée

Charge critique de Flambement: NC 482.051.13 [kN] Nu 3131.64 [N] Vérification Condition vérifiée

Figure VII.16 : vérifications et ferrillage de poteau (55x55) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

1- Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup>

Accueil Données des poteaux 2024 Résultats Poteaux 2024 x

COMPLÈTE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Alloua | Date de fin 05/03/2026

**Données de base**

Zone sismique IV Largeur bc = 45.00 [cm] Enrbage 3 [cm]

Béton Fc28 30.00 [MPa] Hauteur hc = 45.00 [cm] Amin-BAEL 4.05 [cm]

Acier FeE 400 [MPa] Longueur L = 3.30 [m] Aemin RPA 20.25 [cm]

**Flambement**

Copier le tableau

Combinations	Mz (KN.m)	Mz (KN.m)
15.52 ELU	33.09	2.31
82.69 ACC1	547.29	17.78
247.41 ACC2	763.81	0.81
144.04 ACC3	-377.4	0.18

Longueur de flambement Lf = 2.31 [m]

Elongement λ = 17.78

Coefficient α = 0.81

Section réduite Br = 0.18 [m]

**Convention de Signe**

- L'effort normal positif est un effort de compression  
- L'effort normal négatif est un effort de traction

**Calcul des armatures**

- Asz est calculée en flexion composée avec le moment Mz  
- Asy est calculée en flexion composée avec le moment My

**Données de base**

Zone sismique IV Largeur bc = 45.00 [cm] Enrbage 3 [cm]

Béton Fc28 30.00 [MPa] Hauteur hc = 45.00 [cm] Amin-BAEL 4.05 [cm]

Acier FeE 400 [MPa] Longueur L = 3.30 [m] Aemin RPA 20.25 [cm]

**Flambement**

Copier le tableau

Combinations	Mz (KN.m)	Mz (KN.m)
15.52 ELU	33.09	2.31
82.69 ACC1	547.29	17.78
247.41 ACC2	763.81	0.81
144.04 ACC3	-377.4	0.18

Longueur de flambement Lf = 2.31 [m]

Elongement λ = 17.78

Coefficient α = 0.81

Section réduite Br = 0.18 [m]

**Vérification de la section des poteaux**

Effort normal réduit "RPA 2024 Article 7.4.3" 2

Nd 1 051.71 [kN] V 0.17 Vérification ✓ Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Y-Y

tadny 2.25 [MPa] Ty 145.72 [kN] ty ✓ 0.80 [MPa]

Contrainte de cisaillement "RPA 2024 Art 7.4.3" - SENS Z-Z

tadz 2.25 [MPa] Tz 127.94 [kN] tz ✓ 0.70 [MPa]

Change limite - Etat limite ultime "BAEL 91 Article B.8.4.1"

Nu-lim 3 240.00 [kN] Nu 1 658.02 [N] Vérification ✓ Condition vérifiée

Charge critique de Flambement

NC 216 037.15 [kN] Nu 1 658.02 [N] Vérification ✓ Condition vérifiée

**Ferrailage des Poteaux**

As longitudinales calculées en flexion composé

As Choise As en flexion composée 89.43 [cm]

As-1 23.57 [cm] As-2 18.09 [cm] Aot\_fdc 83.32 [cm]

As-1 9.5 [cm] As-2 7.5 [cm] Aot\_fdc 34.0 [cm]

Armature transversale

Ø 8 [mm] nombre de cadre 4.00 [cm] At\_choix 4.02 [cm]

L'espacement maximal en Zone Nods

L'espacement maximal en Zone Courant

t 12.50 [cm] t' 30.00 [cm] t' 2

t\_choix 10.00 [cm] t'\_choix 15.00 [cm] t' 2

Aemin\_zn 1.35 [cm] Aemin\_zc 2.03 [cm]

pa.Y 2.5 pa.Z 2.5 pd.Y 0.075 pd.Z 0.075

La longueur minimale des recouvrements est de: 60 φ

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 15 [cm]

Note de calcul

Figure

VII.17 : vérifications et ferrailage de poteau (50x50) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

### VII.2.3. Les voiles de contreventement

#### 1- Voile (300x20) cm<sup>2</sup>

Accueil Résultats des voiles 2003

COMPLETE v2.6.3.0 Licence accordé à : BAHLOULI Allaoua | Date de fin 05/03/2026

Zone et Numéro des cas de charges dans Robot  
 Zone ELU 13 Comb Acc 19A26

Calcul des armatures longitudinales  
 Données de base : Béton Fc28 = 30.00 [MPa] Epaisseur e = 20.00 [cm] Acier FeE 400 [MPa] Longueur L = 3.00 [m] Enrobage 3.00 [cm] Hauteur h = 3.90 [m]

Importation des données de base : Copier le tableau

Sollicitations de calcul	N (kN)	M (kN.m)	Combinaison
	2113.34	-158.93	Modiale
	532.91	885.08	Acc-Hor_G+ps0+Ex+0.3Ey
	379.28	1619.47	Acc-Hor_G+ps0+0.3Ex+Ey
	904.48	-31.32	Acc-Hor_G+ps0+Ex+0.3Ey
	1617.83	-1468.54	Acc-Hor_G+ps0+0.3Ex-Ey
	1332.52	-123.24	Acc-Hor_G+ps0+Ex+0.3Ey

Flambement : Longueur de flambement Lf = 3.32 [m], Elancement λ = 57.42, Coefficient α = 0.45, Section réduite Br = 0.54 [m<sup>2</sup>]

Verifications des contraintes : Charge limite - Etat limite ultime (Nu-lim = 5 540.87 [kN], ou-lim = 9.23 [MPa], σELU = 4.05 [MPa]), Charge limite - Etat limite accidentelle (Nacc-lim = 7 205.48 [kN], σacc-lim = 12.01 [MPa], σELA = 9.01 [MPa]), Contrainte de cisaillement (τadm = 6.00 [MPa], V = 394.32 [kN], τb = 1.02 [MPa]), Effort normal réduit (Nd = 1 857.72 [kN], Nu (v) = 0.10)

Schéma Conventionnel des Paramètres de calcul : Normes de calcul: RPA 99 v.2003 règles parasismique Algériennes BAEL 91 révisé 99 Béton armé aux états limites

Ferrailage du voile : Amatures des bords (As-1 = 10.39 [cm], As-2 = 0.00 [cm], As-max = 10.39 [cm]), Amatures réparties (Ar-min = 4.80 [cm], Ar-rép = 52.31 [cm], Ar-max = 10.39 [cm]), Amatures Horizontales (Ah-min = 11.70 [cm], Ah-rép = 42.39 [cm], Ah-max = 10.39 [cm]). Choix des amatures : As-1 = 21.54 [cm], As-2 = 21.54 [cm], Choix HA 14 espacement 15.

Note de calcul

Figure VII.18 : vérifications et ferrailage des voiles de contreventement (300x20) cm<sup>2</sup>, via Robot complet

### VII.2.4. Dalles pleines

#### 1- balcons

Accueil | COMPLETE v2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHOULI Alloua | Date de fin 05/03/2026 | Résultats des dalles 2024

**Calcul des armatures longitudinales**

**Données de base**

Béton Fc28: 30 [MPa] | Largeur L: 3.78 [cm] | Appuis: Sollicitation

Acier FeE: 400 [MPa] | Epaisseur e: 20.00 [cm]

Fissuration: Non préjudiciable 2

Enrobage: 3.0 [cm] | As min BAEI: 2.48 [cm]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis: As1: 7.91 [cm] | As2: 10.77 [cm] | Travée: As1: 7.91 [cm] | As2: 7.91 [cm]

**Choix des aciers**

Acier Inf As1: 0.00 [cm] | Acier Sup As2: 5.76 [cm]

Acier Inf As1: 1.55 [cm] | Acier Sup As2: 0.00 [cm]

**Convention de Signe**

- Le moment positif tend les fibres supérieures
- Le moment négatif tend les fibres inférieures

**Calcul des armatures**

- La section de calcul est de 1m de largeur
- Le calcul se fait en flexion simple

**Vérification de la section**

Etat limite de compression du béton BAEI91 Article A.4.5.2

cbc: 4.68 [MPa] | oadm: 18.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures BAEI91 Article A.4.5.3

ost: 144.54 [MPa] | ost-adm: 400.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée

**Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles BAEI91 Article A.5**

Justification vis-à-vis des sollicitations tangentielles BAEI91 Article A.5

taadm: 1.50 [MPa] | FELS: 0.68 [cm]

TU: 0.28 [MPa] | f adm: 0.76 [cm]

**Justification vis-à-vis du poinçonnement BAEI91 Article A.5.2.2**

a: 45.00 [cm] | Uc: 260.00 [cm]

b: 45.00 [cm] | h: 20.00 [cm]

G: 6.01 [kN] | P: 5.00 [kN]

Qu: 6.60 [kN] | Condition vérifiée

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{ctk}}{f_b}$

Figure VII.19 : vérifications et ferrailage des Balcons, via Robot complet



1- Dalle pleine niveau +0.00

Accueil | COMPLETE V2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Allaoua | Date de fin 05/03/2026 | Résultats des dalles 2024

### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton Fc28: 30 [MPa] | Largeur L = 690.00 [cm] | Armature min BAE: 2.48 [cm]

Acier FeE: 400 [MPa] | Epaisseur e = 20.00 [cm] | Fissuration: Non préjudiciable | 2

Enrobage: 3.0 [cm]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis: Acier Inf As1 = 0.00 [cm²] | Acier Sup As2 = 7.74 [cm²] | Travée: Acier Inf As1 = 4.26 [cm²] | Acier Sup As2 = 0.00 [cm²]

**Choix des aciers**

Appuis: As1: 7.91 [cm] | As2: 10.77 [cm] | Travée: As1: 7.91 [cm] | As2: 7.91 [cm]

**Convention de Signe**  
- Le moment positif tend les fibres supérieures  
- Le moment négatif tend les fibres inférieures

**Calcul des armatures**  
- La section de calcul est de 1m de largeur  
- Le calcul se fait en flexion simple

**Vérification de la section**

Etat limite de compression du béton BAE.91 Article 4.4.5.2  
abc: 6.24 [MPa] | caadm: 18.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures BAE.91 Article 4.4.5.3  
cat: 192.64 [MPa] | cat-adm: 400.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée

Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAE.91 Article 4.5  
Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes BAE.91 Article A.5  
tauadm: 1.50 [MPa] | f adm: 0.44 [MPa] | f ELS: 0.34 [cm] | f adm: 69.50 [cm]

**Justification vis-à-vis du poinçonnement BAE.91 Article A.5.22**

a: 65.00 [cm] | Uc: 340.00 [cm] | b: 65.00 [cm] | h: 20.00 [cm] | G: 7.24 [kN] | P: 5.00 [kN] | Qu: 5.42 [kN] | Condition vérifiée

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{tk}$

Figure VII.21 : vérifications et ferrailage de dalle pleine niveau +0.00, via Robot complet

VII.2.5. Les escaliers

1- Paillasse

Accueil | Dernière des dates 2024 | Résultats des dates 2024

COMPLETE V2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Alloua | Date de fin 05/03/2026

### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton f<sub>cd</sub> = 30 [MPa] | Largeur L = 135.00 [cm] | Sollicitation

Acier f<sub>ed</sub> = 400 [MPa] | Epaisseur e = 18.00 [cm]

Fissuration Non préjudiciable 2

Enrobage 2.0 [cm] | As min BAEL 2.24 [cm]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis

Acier inf As1 = 0.00 [cm<sup>2</sup>] | As1: 10.77 [cm] | As1: 10.77 [cm]

Acier sup As2 = 16.61 [cm<sup>2</sup>] | As2: 21.54 [cm] | As2: 21.54 [cm]

Travées

Acier inf As1 = 2.02 [cm<sup>2</sup>] | As1: 10.77 [cm] | As1: 10.77 [cm]

Acier sup As2 = 0.00 [cm<sup>2</sup>] | As2: 10.77 [cm] | As2: 10.77 [cm]

**Choix des aciers**

As1:

As2:

Travées:

As1:

As2:

**Justification vis-à-vis du poinçonnement BAEL91 Article A.5.22**

a 20.00 [cm] | U<sub>c</sub> 372.00 [cm]

b 130.00 [cm] | h 18.00 [cm]

G 3.00 [kN] | P 5.00 [kN]

Qu 6.50 [kN] | Condition vérifiée

**Convention de Signe**

- Le moment positif tend les fibres supérieures

- Le moment négatif tend les fibres inférieures

**Calcul des armatures**

- La section de calcul est de 1m de largeur

- Le calcul se fait en flexion simple

**Vérification de la section**

Etat limite de compression du béton BAEL91 Article A.4.5.2

dbc 11.69 [MPa] | c<sub>adm</sub> 18.00 [MPa] | Vérification Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91 Article A.4.5.3

crs 243.34 [MPa] | crs<sub>adm</sub> 400.00 [MPa] | Vérification Condition vérifiée

**Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles BAEL91 Article A.5**

Justification vis-à-vis des déformations —

f<sub>ELS</sub> 1.61 [cm]

Justification vis-à-vis des applications tangentielles BAEL91 Article A.5

t<sub>adm</sub> 1.50 [MPa]

f<sub>adm</sub> 1.92 [MPa]

Tu 14.00 [cm]

Note de calcul

**Equation de la section:**  $U_c \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cd}}{f_b}$

Figure VII.22 : vérifications et ferrailage des escaliers, via Robot complet



# **Chapitre VIII :**

## **Étude des éléments de l'infrastructure**

### VIII.1. Introduction :

Par définition, une fondation est l'élément structural chargé de transmettre les charges de la superstructure au sol. Elle constitue la partie de l'ouvrage en contact direct avec le terrain et joue donc un rôle essentiel dans la stabilité globale de la construction. Une bonne conception et une réalisation adéquate de la fondation garantissent la durabilité et la sécurité de l'ensemble de l'édifice.

Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières :

- **Directement**, comme c'est le cas pour les semelles superficielles ou les radiers.
- **Indirectement**, à travers d'autres organes de transmission tels que les pieux, comme dans le cas des semelles sur pieux.

L'ingénieur concepteur doit impérativement prendre en compte trois critères fondamentaux lors de l'étude des fondations :

- La forme géométrique et l'emplacement optimal de la fondation.
- Le respect de la **contrainte admissible du sol**, afin d'éviter toute rupture ou fluage.
- La limitation des **tassements différentiels** pour prévenir tout risque de basculement ou de dégradation de la structure.

### VIII.2. Généralités :

#### VIII.2.1 Classification des fondations :

En fonction de leur profondeur d'encastrement rapportée à leur largeur (D/B), les fondations sont classées en trois catégories :

- **Fondations superficielles** :  $\frac{D}{B} \leq 4$
- **Fondations semi-profondes** :  $4 < \frac{D}{B} < 10$
- **Fondations profondes** :  $\frac{D}{B} \geq 10$

#### VIII.2.2. Combinaisons de calcul :

- **État Limite de Service (ELS)** : Combinaison ELS =  $G + Q$
- **État Limite Ultime (ELU)** : Combinaison ELU =  $1.35G + 1.5Q$

Où :

- **G** : Charges permanentes
- **Q** : Charges variables

#### VIII.2.3. Étude géotechnique du sol :

Étant donné la nature des sols rencontrés et les caractéristiques de la construction projetée, un système de **fondation superficielle** a été envisagé, constitué de **semelles filantes ou d'un radier**, ancré à une profondeur de **2.80 mètres** après préparation adéquate de l'assiette. La contrainte admissible du sol, déterminée à ce niveau d'ancrage, est estimée à **3.10 bars**. Avec K coefficient de raideur  $K=60\text{MN/m}^3$ , Compte tenu de ces conditions géotechniques et des exigences structurales, il a été retenu de retenir un **système mixte semelle-radier**, assurant une bonne répartition des charges et une stabilité optimale de l'ouvrage.

### VIII.3. Choix du type de fondation :

Le choix d'un **radier général** comme système de fondation s'explique par diverses raisons techniques. La **nature des sols**, souvent compressibles, combinée à la **hauteur importante de l'ouvrage (39,40 m)** et à l'espacement des portiques (6,90 m), entraîne des **charges concentrées élevées** ainsi que des **moments importants** au niveau des fondations. Cela nécessite une **répartition uniforme des charges** sur une grande surface du sol. Par ailleurs, la présence d'un **sous-sol avec cave** implique une **étanchéité absolue** vis-à-vis des risques d'infiltration d'eau et de la remontée de la nappe phréatique. Le radier, associé aux voiles périphériques, constitue une solution rigide et étanche qui garantit une **meilleure stabilité** et un **contrôle efficace des tassements différentiels**. En conséquence, il représente une réponse appropriée face aux contraintes géotechniques, architecturales et hydrologiques du projet.

### VIII.4. Étude du radier:

Un **radier** est un type de fondation qui s'étend sur la totalité de l'aire de la superstructure, supportant les murs et les poteaux, et assurant une répartition uniforme des charges vers le sol.

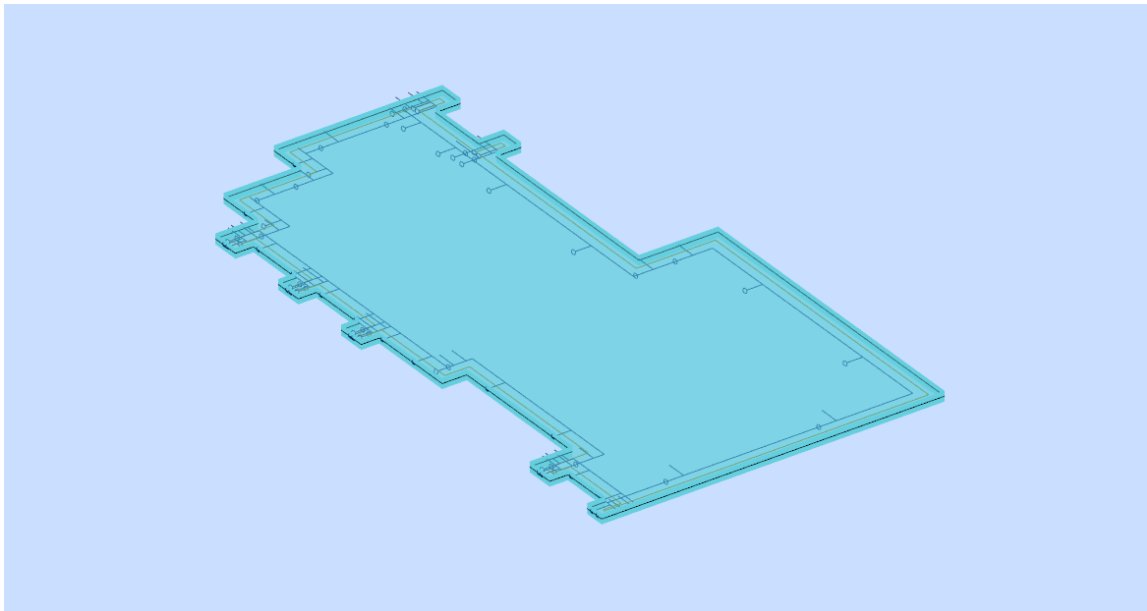


Figure VIII.1 : radier de Bloc 01

#### VIII.4.1) Prédimensionnement du radier :

Le radier se comporte comme un **plancher renversé**, où les **poteaux et voiles** constituent les appuis, tandis que la **réaction du sol**, supposée uniforme, agit de bas en haut.

Pour garantir sa stabilité et sa résistance sous sollicitations, son épaisseur doit satisfaire les critères suivants :

- **Condition forfaitaire** : règle empirique permettant d'estimer l'épaisseur minimale en fonction de la portée.
- **Condition de rigidité** : vérification permettant de s'assurer que le radier possède une rigidité suffisante pour éviter les déformations excessives.
- **Condition de non-cisaillement** : contrôle de la contrainte de cisaillement dans les sections critiques.

- **Condition de non-poinçonnement** : vérification vis-à-vis des efforts concentrés au droit des poteaux, afin d'éviter tout risque de rupture locale.

Ces conditions permettent de définir l'épaisseur optimale du radier, tout en assurant sa bonne tenue mécanique et sa compatibilité avec les propriétés du sol.

**a) Condition forfaitaire :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{690}{10} = 69 \text{ cm}$$

La hauteur adoptée est :

$$h = 90 \text{ cm} > 69 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite}$$

**b) Condition de rigidité :**

Un radier est considéré comme **rigide** si la portée  $L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

Où  $L_e$  est la **longueur élastique**, donnée par :  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$

Avec :

- $b = 6.90 \text{ m}$
- $h = 0.90 \text{ m}$
- $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{6.90 \cdot (0.90)^3}{12} = 0.421 \text{ m}^4$

Calcul de  $L_e$  :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^4 \cdot 0.421}{60 \cdot 6.90}} = \sqrt[4]{\frac{54128}{414}} = \sqrt[4]{130.74} \approx 3.39 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } \frac{\pi}{2} \cdot L_e : \dots\dots\dots \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 1.57 \times 3.39 \approx 5.32 \text{ m}$$

$$\text{Comparaison avec la portée } L = 6.90 \text{ m} : \dots\dots\dots L = 6.90 \text{ m} > 5.32 \text{ m}$$

**Conclusion** : Le radier est **souple**, car sa portée dépasse la demi-longueur élastique.

**c) Vérification simplifiée de la hauteur minimale nécessaire pour assurer la rigidité:**

$$\text{Formule simplifiée : } h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot K}{E} \cdot \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

Application numérique :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 60}{3.2 \times 10^4} \cdot \left(\frac{2 \cdot 6.90}{\pi}\right)^4} \approx 1.28 \text{ m}$$

La hauteur adoptée  $h = 90 \text{ cm} < 1.28 \text{ m}$

**Conclusion** : Pour respecter le critère de rigidité, il faudrait une hauteur minimale de **128 cm**, donc le radier reste **souple** avec  $h = 90 \text{ cm}$ .

VIII.5. Vérifications :

VIII.5.1. Vérification des contraintes dans le sol :

Lorsqu'une sollicitation sismique génère un moment renversant, la répartition des contraintes sous le radier devient non uniforme. On observe alors un diagramme de pression rectangulaire ou trapézoïdal selon l'intensité du moment appliqué.

Dans ce cas, il est essentiel de vérifier que la contrainte moyenne transmise au sol ne dépasse pas la valeur admissible fixée lors de l'étude géotechnique.

Les résultats des contraintes sous le radier, obtenus à partir de l'analyse effectuée avec le logiciel ROBOT 2025, sont utilisés pour valider cette condition et s'assurer de la stabilité globale de l'ouvrage sous les combinaisons sismiques.

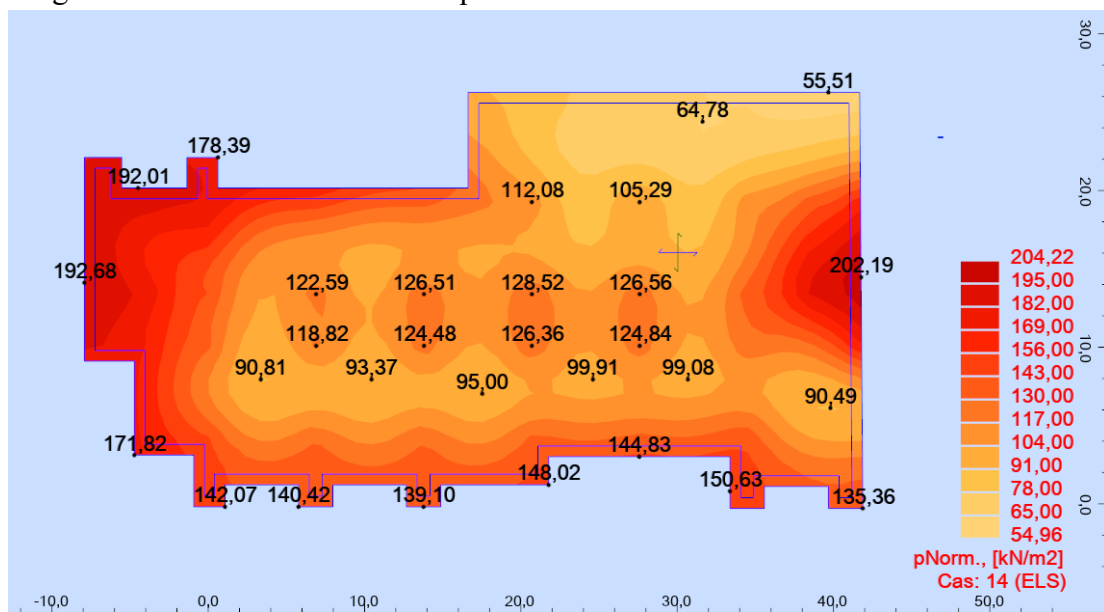


Figure VIII.2 : Distribution des contraintes a ELS

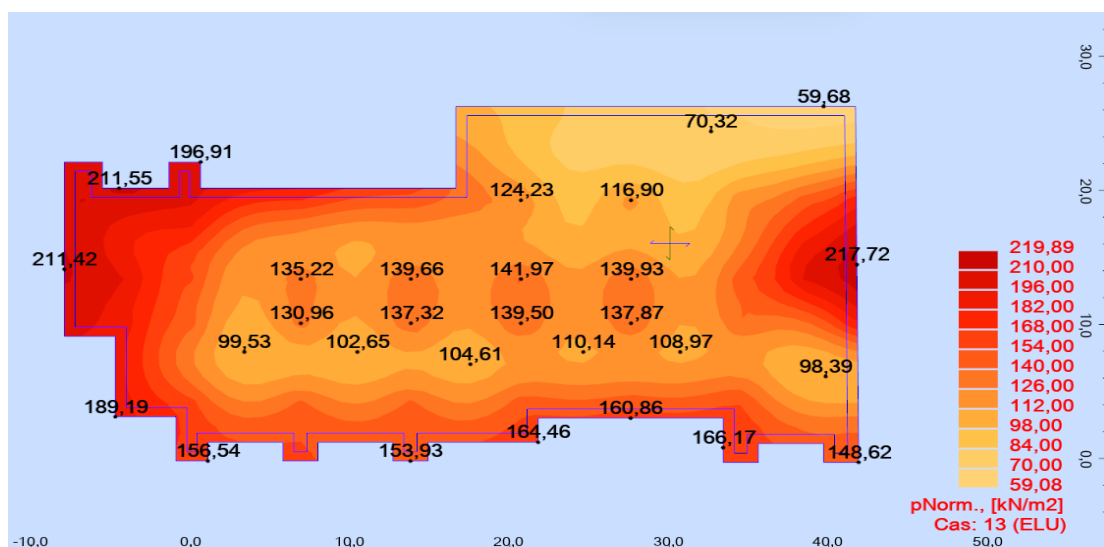


Figure VIII.3 : Distribution des contraintes à ELU

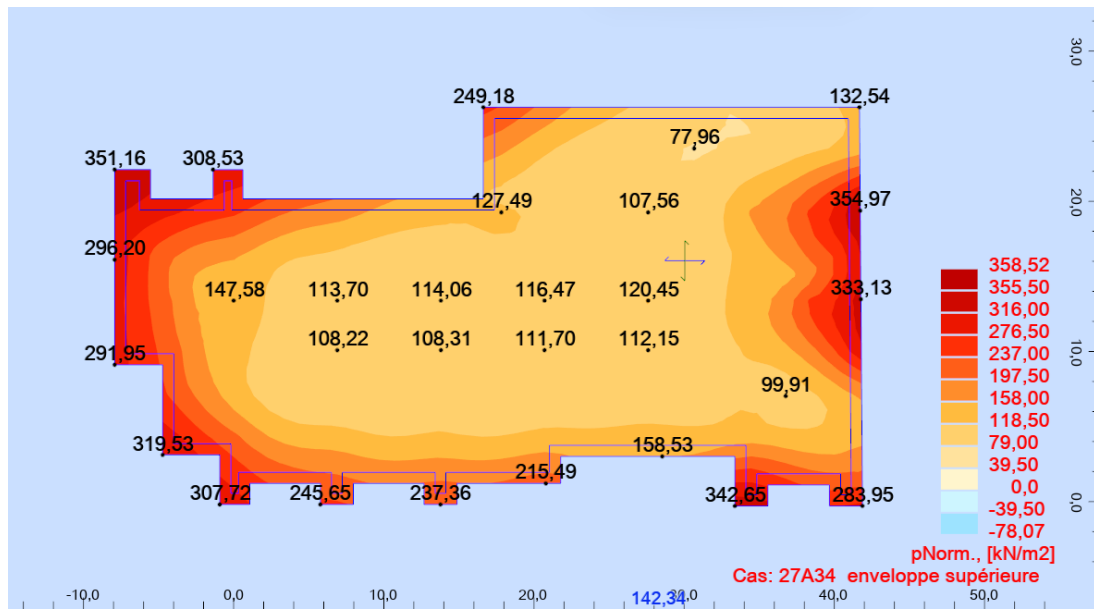


Figure VIII.4 : Distribution des contraintes au combinaisons accidentelles

Donc La contrainte maximale calculée sous l’effet des sollicitations est :

A ELS :  $\sigma_{\max} = 2.02 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol, els}} = 3.1 \text{ bar}$  ..... Condition vérifier

A ELU: La contrainte admissible du sol, combinée selon l’ELU, est donnée par :

$$\sigma_{\text{sol, ult}} = 3.1 \times 1.5 = 4.65 \text{ bar}$$

Ainsi, on vérifie que : .....  $\sigma_{\max} = 2.17 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol, ult}} = 4.65 \text{ bar}$

AU COMBINAISONS ACCIDENTELLES: par rapport  $a_{\sigma_{\text{sol, ult}}} = 3.1 \times 1.5 = 4.65 \text{ bar}$

Ainsi, on vérifie que : .....  $\sigma_{\max} = 3.55 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol, ult}} = 4.65 \text{ bar}$

**La condition est satisfaite.**

Le radier est donc correctement dimensionné vis-à-vis de la capacité portante du sol.

**VIII.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (pour un béton de 30 MPa) :**

La vérification au cisaillement consiste à comparer la contrainte de cisaillement ultime appliquée  $\tau_u$  avec la contrainte admissible dans le béton  $\bar{\tau}_u$ .

**Calcul de la contrainte admissible :**

Pour un béton de résistance caractéristique à 28 jours  $f_{c28} = 30$  MPa, la contrainte tangentielle admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \cdot f_{c28} = 0.05 \cdot 30 = 1.50 \text{ MPa}$$

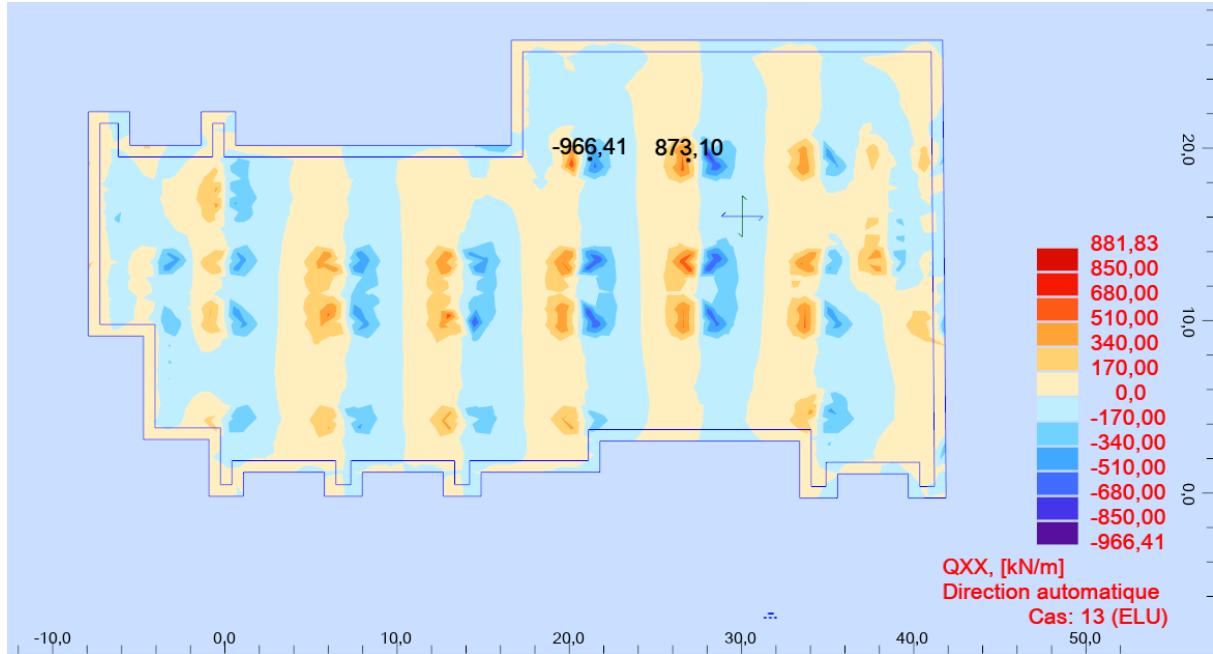


Figure VIII.5 : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u,xx}$  a ELU

$\tau_u = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifier

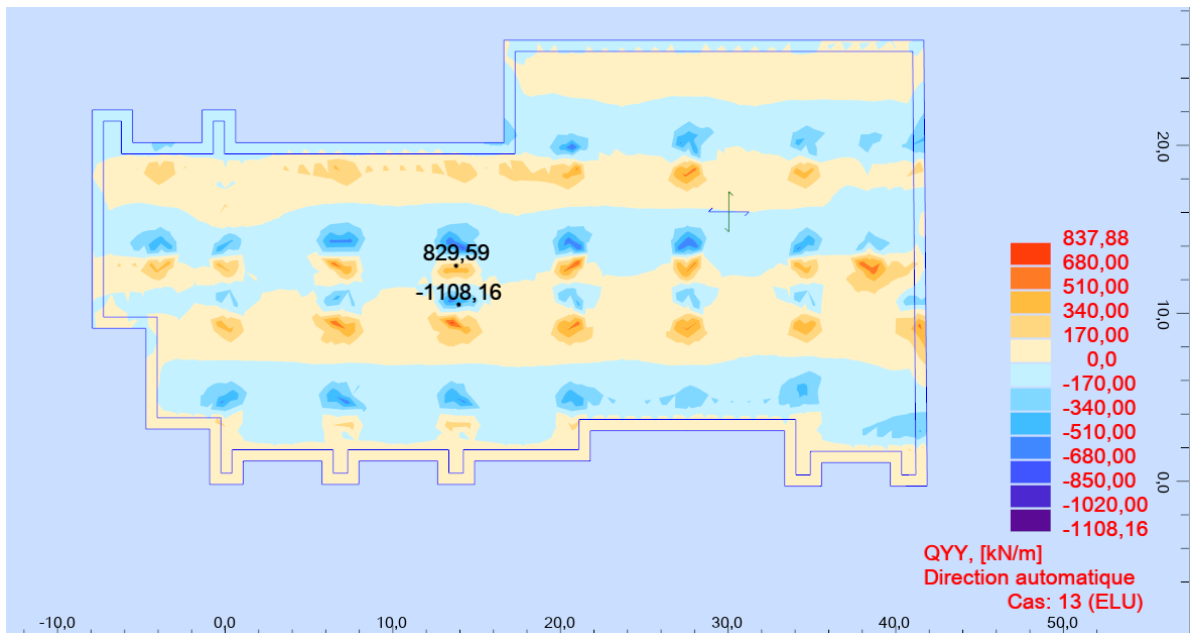


Figure VIII.6 : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u,yy}$  a ELU

$\tau_u = 1.10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifier

**Justification des armatures d'effort tranchant :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur
- La contrainte tangente  $\tau_u = \frac{V_u}{v_u \cdot d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

A ELU : Pour  $\tau_{u\ max} = \frac{1108.16}{1 \times (0.9 \times 900)} = 1.368 \leq 0.07 \frac{30}{1.5} = 1.4$  ..... Condition vérifiée

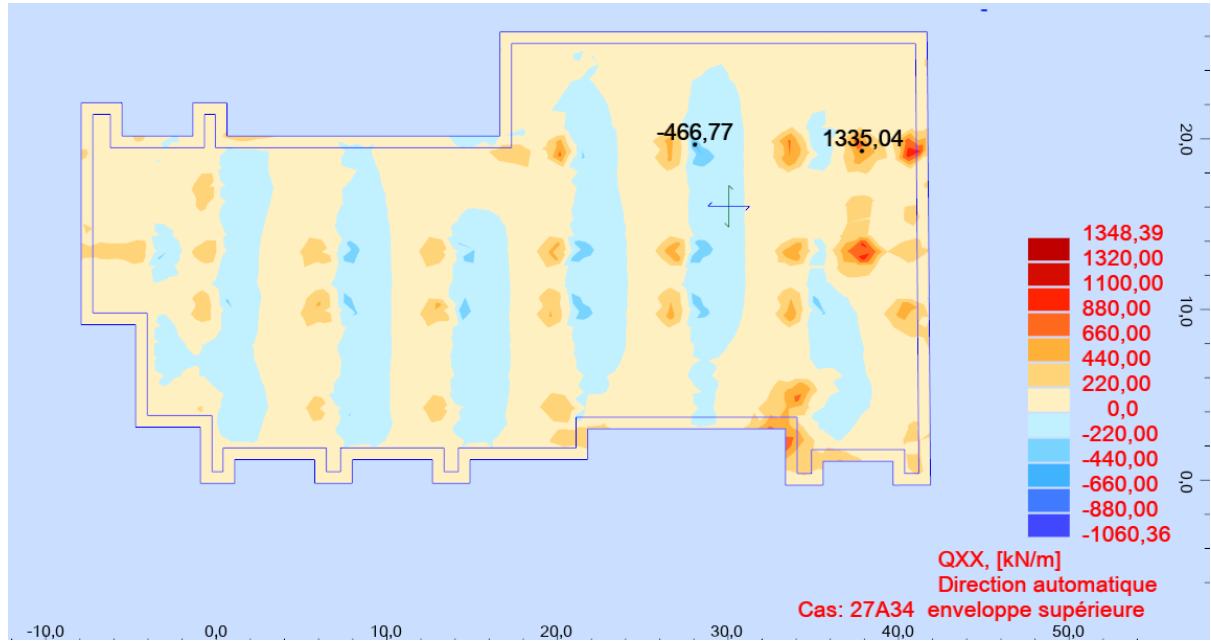


Figure VIII.7: Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u,xx}$  aux combinaisons accidentelles

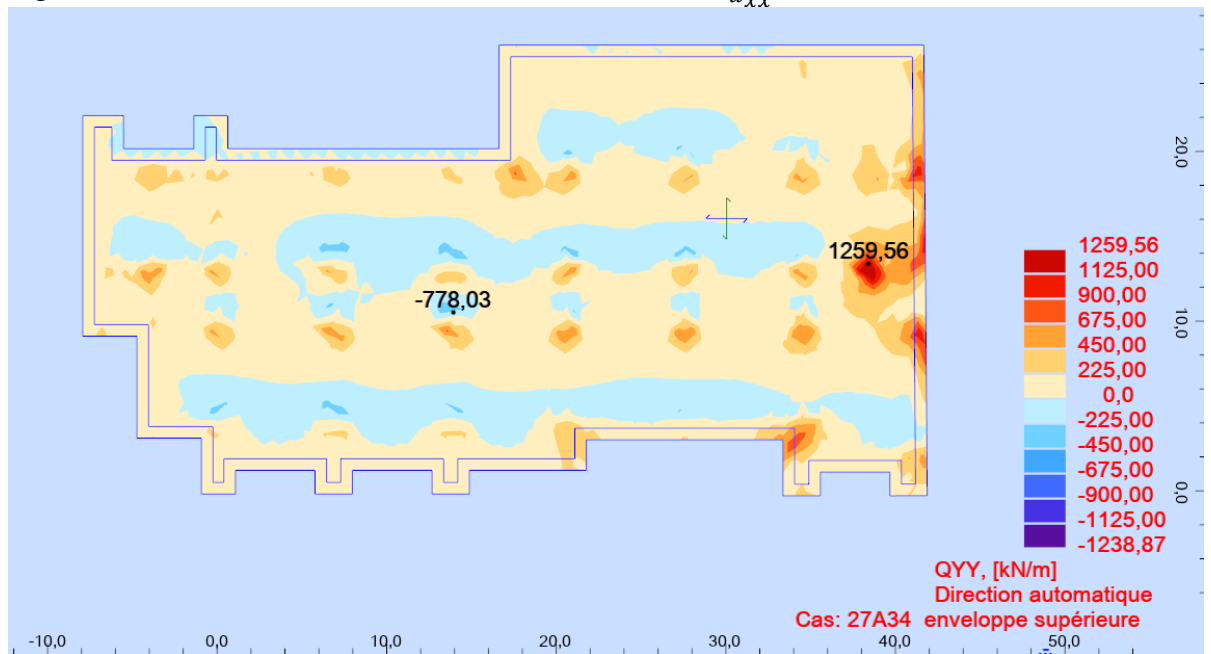


Figure VIII.8 : Distribution des contraintes de cisaillement  $\tau_{u,yy}$  aux combinaisons accidentelles

Pour  $\tau_{u\ max} = \frac{1335.04}{1 \times (0.9 \times 900)} = 1.648 \leq 0.07 \frac{30}{1.2} = 1.75$  ..... Condition vérifiée

**Commentaire :**

**Ce radier ne nécessite pas la présence de ferrailage d'efforts tranchant .**

### VIII.5.3. Vérification au poinçonnement (selon CBA 93 – Article A.5.2,4,2) :

Cette vérification consiste à s'assurer que la dalle du radier résiste à l'effort tranchant local généré par les charges concentrées des poteaux, évitant ainsi tout risque de rupture par poinçonnement.

**Formule de vérification :**

$$N_u \leq \frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime appliqué sous le poteau le plus sollicité (en kN)
- $\mu_c$  : Périmètre critique du contour autour du poteau projeté sur le plan moyen du radier (en m)
- $h$  : Épaisseur du radier (en m)
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours (en MPa)
- $\gamma_b = 1.5$  : Coefficient partiel de sécurité pour le béton

**Cas des poteaux :**

- $N_{umax} = 2683.69$  kN
- $h = 0.90$  m
- $f_{c28} = 30$  MPa
- Poteau carré de section  $a \times b = 0.65$  m  $\times$  0.65 m
- $\mu_c = 2(a + h) + 2(b + h) = 2(0.65 + 0.90) + 2(0.65 + 0.90) = 6.20$  m

**Calcul de la résistance au poinçonnement :**

$$\frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \cdot 6.20 \cdot 0.90 \cdot 30}{1.5} = \frac{7.533}{1.5} = 5022 \text{ kN}$$

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
<b>MAX</b>	112,67	1136,85	614,47	0,52	1,40	0,93	71,82	98,57
Panneau	3750	3943	3549	3750	3808	3943	3562	3935
Coupe	1439-1959	994-17	17-27	1439-1959	347-4381	994-17	43-53	4363-4369
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)
<b>MIN</b>	-2683,69	-1031,42	-940,96	-9,14	-5,76	-0,88	-76,37	-655,29
Panneau	3943	3565	3546	3943	4014	3930	3549	4076
Coupe	994-17	63-79	39-41	994-17	63-3046	4309-2239	17-27	4448-4451
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)

Tableau VIII.1 : efforts réduits des poteaux a ELU

**Vérification finale :**

$$N_u = 2683.69 \text{ kN} \leq 5022 \text{ kN}$$

Condition satisfaite — Il n'y a **aucun risque de poinçonnement**

**Cas des voiles de contreventement :**

- $N_{umax} = 1640.70 \text{ kN}$
- $h = 0.90 \text{ m}$
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Voile de section  $a \times b = 3.00 \text{ m} \times 0.20 \text{ m}$
- $\mu_c = 2(a + h) + 2(b + h) = 2(3.00 + 0.90) + 2(0.20 + 0.90) = 10 \text{ m}$

**Calcul de la résistance au poinçonnement :**

$$\frac{0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \cdot 10 \cdot 0.90 \cdot 30}{1.5} = 8100 \text{ kN}$$

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
<b>MAX</b>	-718,46	254,15	158,91	0,29	-1,27	0,27	28,52	17,20
Panneau	4025	3938	3940	4014	3938	3940	3941	3938
Coupe	179-3230	75-179	3-167	63-3046	75-179	3-167	163-1939	75-179
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)
<b>MIN</b>	-1640,70	-907,09	-438,97	-3,12	-5,76	-0,79	-11,16	-21,79
Panneau	4014	4014	3938	3938	4014	3938	3938	3941
Coupe	63-3046	63-3046	75-179	75-179	63-3046	75-179	75-179	163-1939
Cas	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)	13 (C)

*Tableau VIII.2 : efforts réduits des voiles de contreventement a ELU*

**Vérification finale :**

$$N_u = 1640.70 \text{ kN} \leq 8100 \text{ kN}$$

**Condition satisfaite** — Il n'y a **aucun risque de poinçonnement**.

**Conclusion :**

La dalle du radier possède une épaisseur suffisante pour résister aux efforts de poinçonnement générés par le poteau et voiles de contentement les plus chargé.

**Commentaire : Aucune disposition particulière (armatures de poinçonnement ou élargissement local) n'est nécessaire**

VIII.6. Ferrailage de radier :

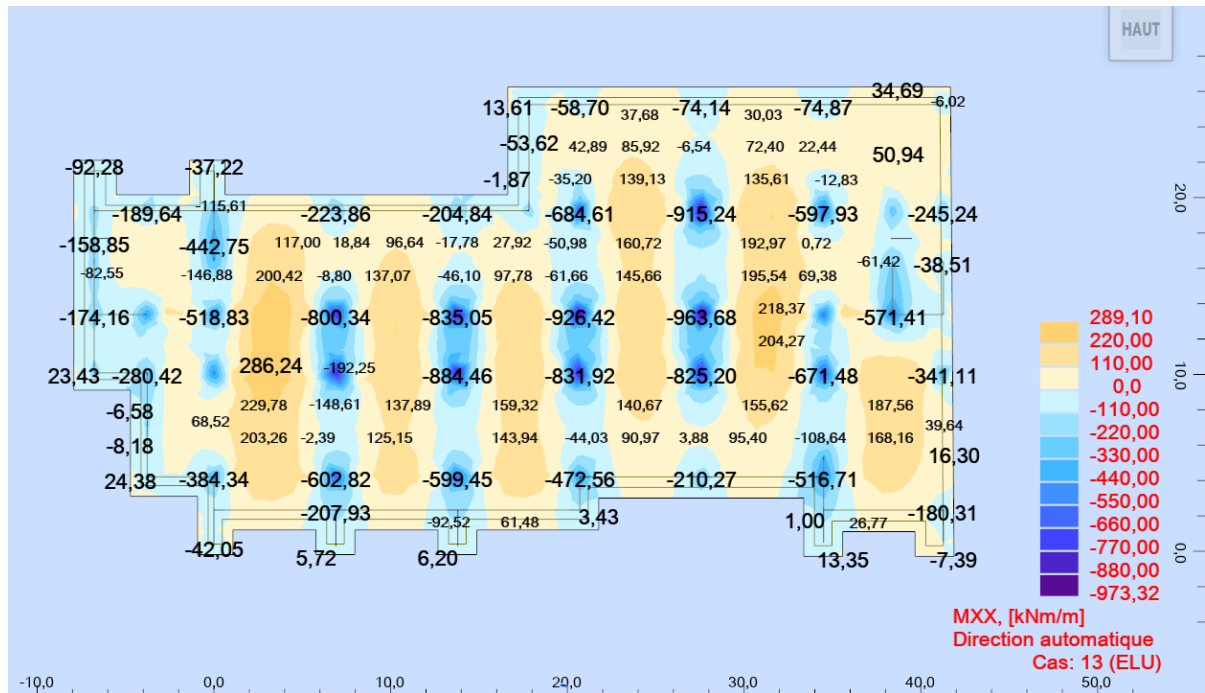


Figure VIII.9 : Distribution des Moments a l'ELU (Direction  $x$ )

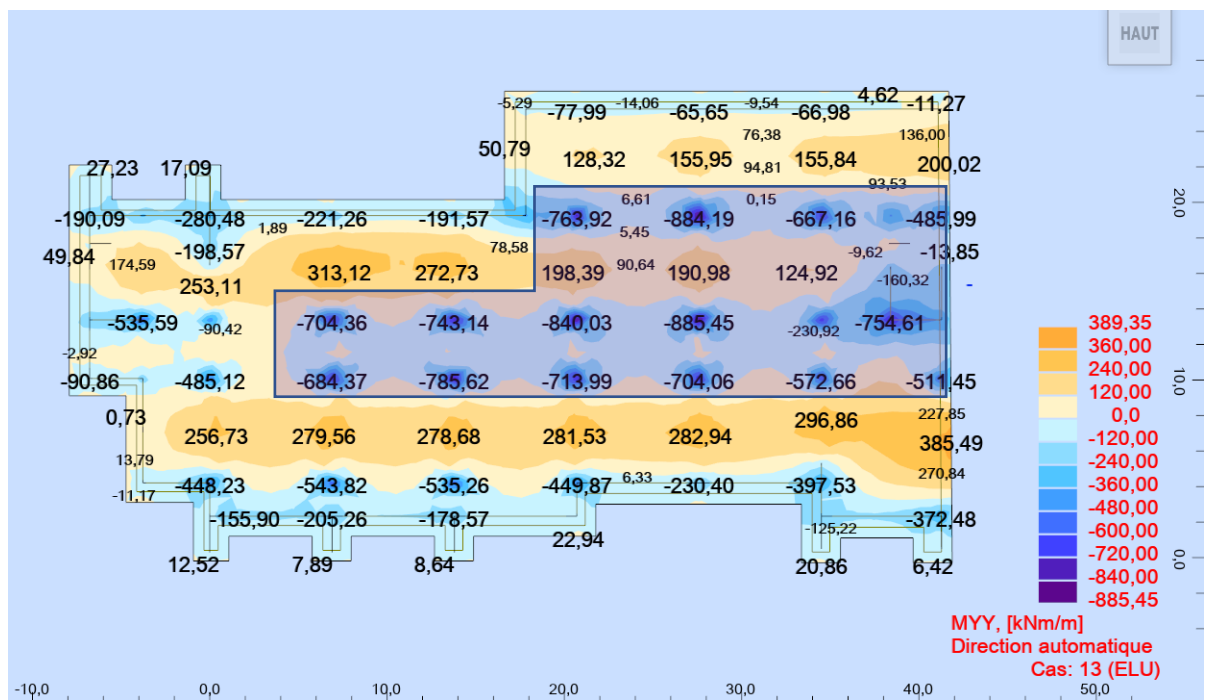


Figure VIII.10 : Distribution des Moments a l'ELU (Direction  $yy$ )

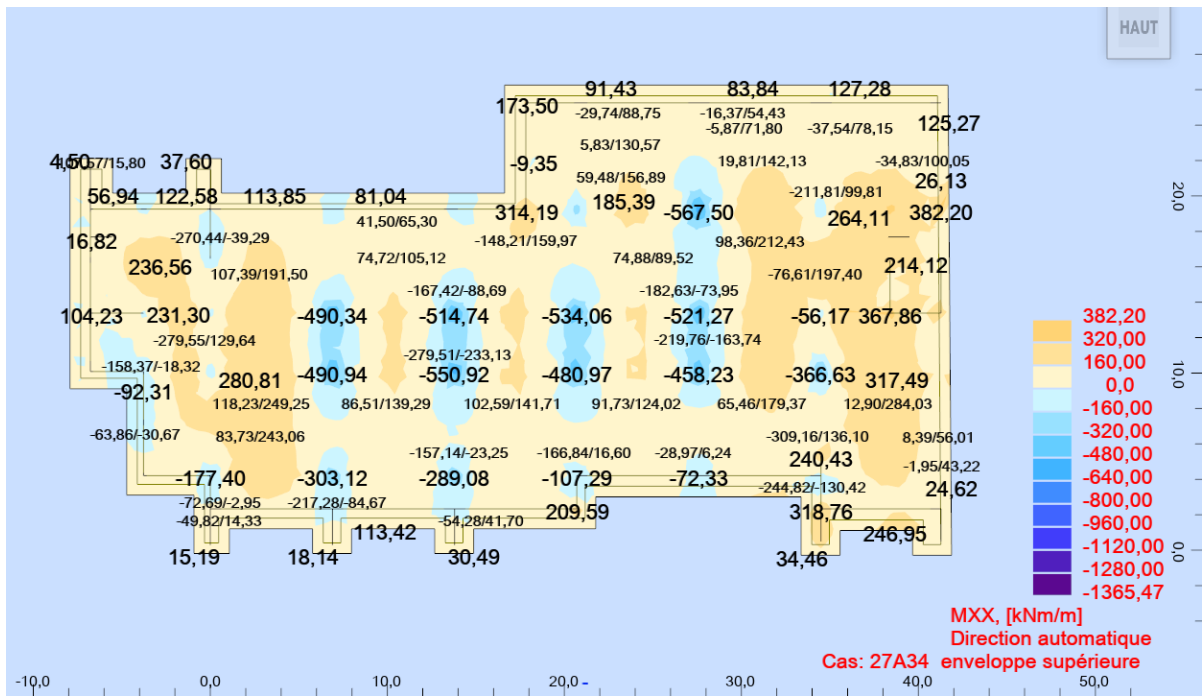


Figure VIII.11 : Distribution des Moments accidentelles (Direction xx)

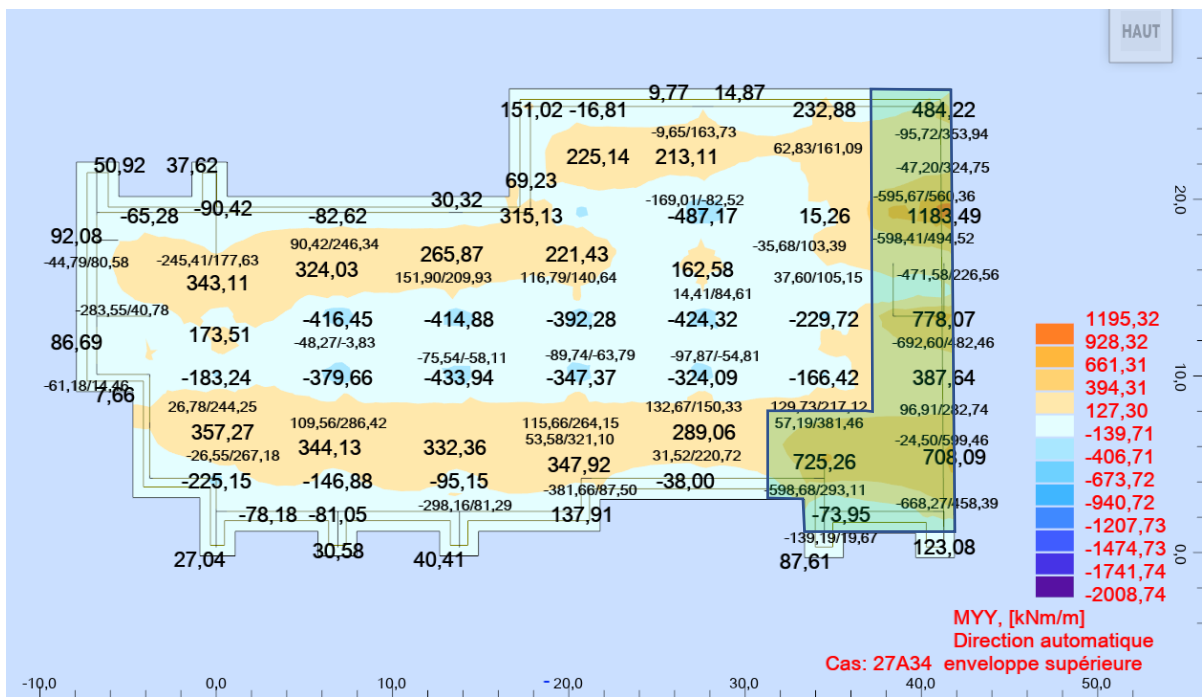


Figure VIII.12 : Distribution des Moments accidentelles (Direction yy)

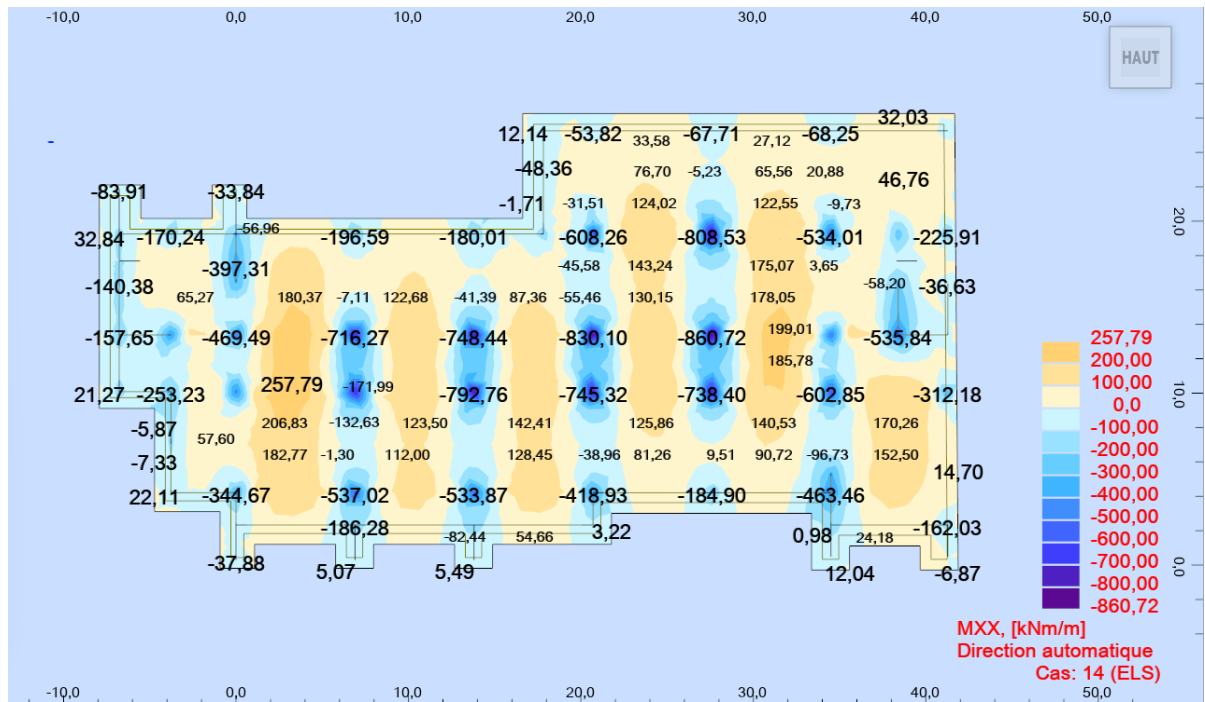


Figure VIII.13 : Distribution des Moments a l'ELS (Direction xx)

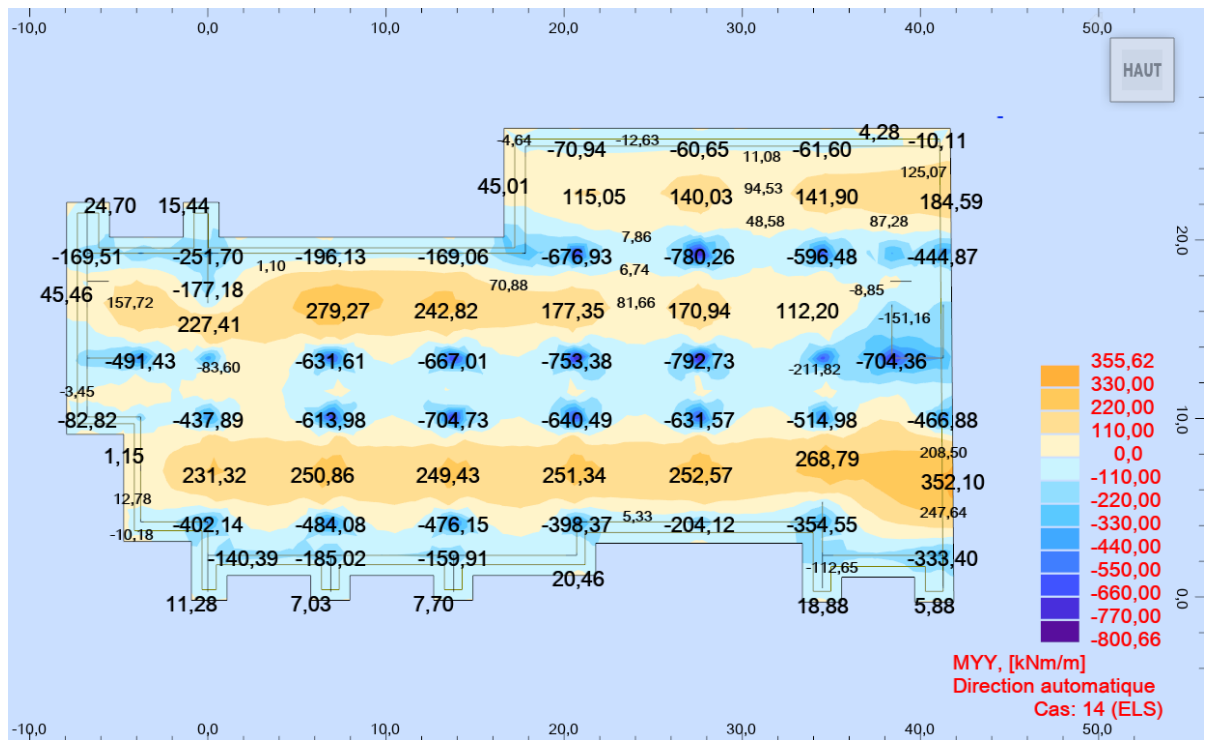


Figure VIII.14 : Distribution des Moments a l'ELS (Direction yy)

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-963.68	286.24	-860.72	257.79	-567.50	382.20

Tableau VIII.3 : récapitulatif des moments  $M_{xx}$  [KN.m/m] directions xx

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-885.45	385.49	-792.73	352.10	-487.17	1183.49

Tableau VIII.4 : récapitulatif des moments  $M_{yy}$  [KN.m/m] direction yy

Résultats de ferrailage théorique (avec Robot expert BA en flexion simple):

En travée

- Ferrailage suivant la direction Lx :

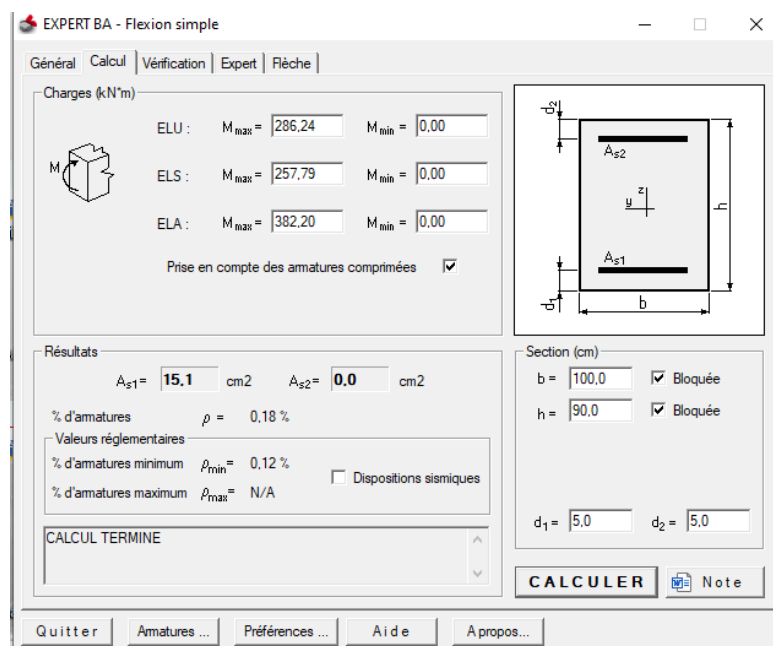


Figure VIII.15 :  $a_s$  cal en travée (Direction yy)

$A_{st} = 15.1cm^2$

Donc on adopte 8HA16 Filantes .....  $A_s =$

1

Commentaire : c'est le ferrailage adopté sur toute la surface de radier

• Ferrailage suivant la direction Ly :

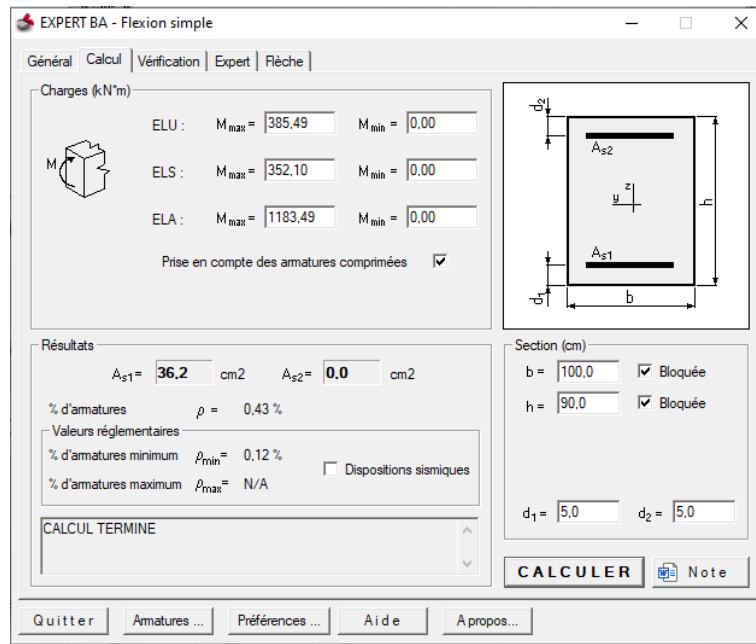


Figure VIII.16 : as cal en travée (Direction yy)

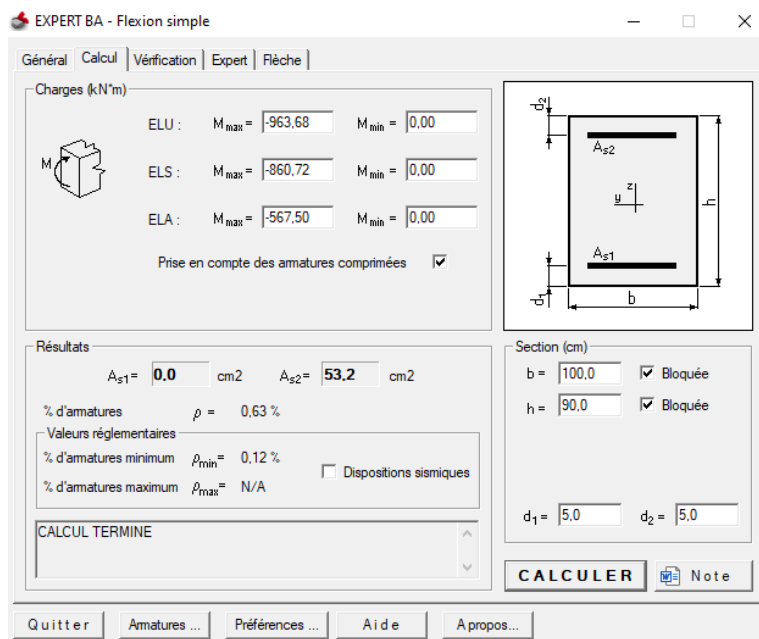
$A_{st} = 36.2\text{cm}^2$

Donc on adopte 8HA16 Filantes +7HA20 de renforcement .....  $A_s = 38.07\text{cm}^2$

**Commentaire :** c'est le ferrailage adopté de la direction yy dans la zone hachurée dans la figure VIII.12, et un ferrailage de 8HA16 Filantes +5HA12 de renforcement, le reste du radier (après calcul) et pour but de réduire le cout de réalisation.

En appuis

• Ferrailage suivant la direction Lx :



• Donc on adopte 8HA20 Filantes +6HA25 de renforcement  $A_s = 54.58\text{cm}^2$

- **Commentaire : c'est le ferrailage adopté de la direction xx dans la zone hachurée dans la figure VIII.10, et un ferrailage de 7HA20 Filantes, pour le reste du radier (après calcul) et pour but de réduire le cout de réalisation.**

Formule de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 81 \times \frac{2.4}{400}$$

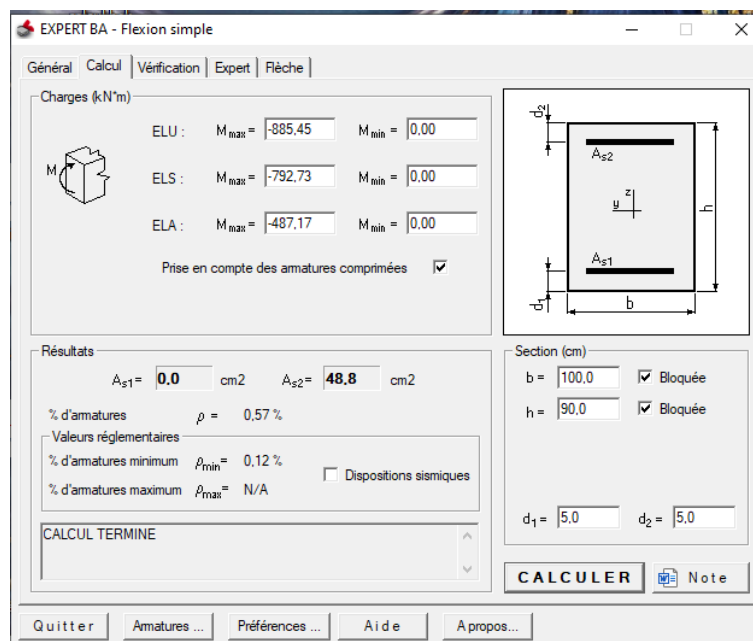
Vérification :

On compare avec l'aire d'acier réelle :

$$A_s^{\text{cal}} = 15.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 11.18 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est satisfaite.

- **Ferrailage suivant la direction Ly :**



- Donc on adopte 8HA20 Filantes + 8HA20 de renforcement  $A_s = 50.26 \text{ cm}^2$
- **Commentaire : c'est le ferrailage adopté de la direction xx dans la zone hachurée dans la figure VIII.10, et un ferrailage de 7HA20 Filantes, pour le reste du radier (après calcul) et pour but de réduire le cout de réalisation.**

### VIII.6.1 Confirmation des vérifications et Ferrailage de radier via

Robot complet :

Accueil | Données Radier 2024 | Résultat Radier 2024

COMPLETE V2.6.3.0 | Licence accordé à : BAHLOULI Allaoua | Date de fin 05/03/2026

### Calcul des armatures longitudinales

**Données de base**

Béton Fc28: 30 [MPa] | Contrainte du sol: 3.10 [Bar] | Epaisseur e: 90.00 [cm] | As min BAEI: 11.18 [cm]

Acier FeE: 400 [MPa] | Fissuration: Non préjudiciable | Enrobage: 3.00 [cm]

**Résultat de calcul des aciers**

Appuis: As1: 51.84 [cm], As2: 0.00 [cm] | Travée: As1: 0.00 [cm], As2: 23.14 [cm]

**Choix des aciers**

Appuis: As1: 36.05 [cm], As2: 10.77 [cm] | Travée: As1: 10.77 [cm], As2: 24.84 [cm]

**Normes de calcul**  
RPA 99 v.2003, règles parasismique Algériennes BAEI 91 révisé 99: Béton arme aux états limites

**Convention de Signe**  
- Le moment positif tend les fibres supérieures  
- Le moment négatif tend les fibre inférieures

**Calcul des armatures**  
- La section de calcul est de 1m de largeur  
- Le calcul se fait en flexion simple

**Vérification de la section**  
Etat limite de compression du béton BAEI 91 Article A.4.5.2  
cbc: 9.12 [MPa] | cσadm: 18.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures BAEI 91 Article A.4.5.3  
ost: 327.24 [MPa] | cσt-adm: 400.00 [MPa] | Vérification: Condition vérifiée

Justification vis-à-vis des sollicitations tangententes BAEI 91 Article A.5.2.2  
tadm: 1.50 [MPa] | TU: 1.26 [MPa]

**Vérification du Radier**

Vérification des contraintes du sol  
σELS-adm: 3.10 [Bar] | σELS: 2.02 [Bar] | σELU-adm: 4.12 [Bar] | σELU: 2.18 [Bar] | σELA-adm: 4.65 [Bar] | σELA: 2.97 [Bar]

Justification vis-à-vis du poinçonnement BAEI 91 Article A.5.2.2  
a: 65.00 [cm] | U<sub>c</sub>: 380.00 [cm] | b: 65.00 [cm] | h: 30.00 [cm] | Ou: 7.06 [kN] | Condition vérifiée

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{L_{adm}}{T_p}$

Note de calcul

Figure VIII.17 : vérification et ferrailage radier avec Robot complet

## VIII.7. Étude du voile de soutènement :

### VIII.7.1. Introduction :

Le voile de soutènement joue un rôle essentiel dans la stabilité globale de la structure. Il assure le chaînage rigide entre les différents éléments de l'ouvrage, formant ainsi un caisson résistant et indéformable. Ses principales fonctions sont les suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux entre les fondations.
- Transmettre intégralement au sol les efforts provenant de la superstructure.
- Soutenir les terres en contact dans le cas des niveaux enterrés.

### VIII.7.2. Prédimensionnement :

Le prédimensionnement du voile de soutènement a été réalisé conformément aux dispositions du **RPA2024**, notamment celles mentionnées à l'article 10.1.2. Selon ces prescriptions :

- Les structures situées sous le niveau de base doivent être équipées d'un **voile périphérique continu**, reliant les fondations au niveau de base.
- L'épaisseur minimale recommandée pour ce voile est de **15 cm**.
- Le ferrailage se compose de **deux nappes d'armatures**, disposées sur chacune des faces du voile.
- Le pourcentage minimal d'armatures requis est de **0,1 % de la section brute du béton (0,1%B)**, tant dans le sens horizontal que vertical.
- Les ouvertures éventuelles pratiquées dans le voile ne doivent pas affecter de manière significative sa **rigidité structurale**.
- La longueur de recouvrement des armatures est fixée à **60 fois le diamètre des barres utilisées (60Ø)**.
- Des **équerres de renforcement** doivent être installées dans les angles afin d'assurer une continuité structurale optimale.

### VIII.7.3. Dimensionnement des voiles périphériques :

#### Données géométriques :

- Hauteur du voile :  $h = 2.70$  m
- Longueur du voile :  $L = 6.90$  m
- Épaisseur du voile :  $e = 20$  cm

#### Caractéristiques du sol :

- Poids volumique :
- Cohésion :  $C = 0.4$  bar (sol faiblement cohésif)
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 13^\circ$

#### Calcul des poussées des terres sur le voile

Le voile périphérique est soumis à la **poussée latérale des terres**, calculée selon les combinaisons **ELU** et **ELS**.

**1- Vérification des contraintes à l'État limite ultime :**

L'effort limite à l'ELU est calculé par la formule suivante :

$$N_{u-lim} = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$B_r$  : la section réduite du voile =  $L (e - 0.02)$

$A_s$  : section d'armature minimale selon RPA2024 = 0.15%.

$$\gamma_b = 1.5 ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$\text{Coefficient } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\text{Coefficient } \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 50$$

$$\text{l'elancement } \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e}$$

La longueur du flambement  $L_f = 0.85.H$

Lf (m)	$\lambda$	$\alpha$	Br (m <sup>2</sup> )	Nu-lim (KN)
2.81	48.58	0.61	0.37	5146.04

La contrainte limite à l'ELU est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{u-lim} = \frac{N_{u-lim}}{e * L}$$

**Vérification :**

$\sigma_{u-lim}$ (MPa)	$\sigma_{ELU}$ (MPa)	Condition
12.55	2.26	Condition vérifiée

**2- Vérification des contraintes à l'État limite accidentelle :**

En utilisant les mêmes formules précédentes avec  $\gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1$

**Vérification :**

$\sigma_{ELA-lim}$ (MPa)	$\sigma_{ELA}$ (MPa)	Condition
16.32	13.48	Condition vérifiée

**3- Vérification des contraintes de cisaillement RPA2024 Art 7.7.2 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{où: } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_o d}$$

$b_o$  épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : hauteur utile = 0.9h

$h$  : hauteur totale de la section brute

$$\text{avec } \bar{V} = 1.4 * V$$

V (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_{adm}$ (MPa)	Condition
171.36	0.65	6.00	Condition vérifiée

**4- Calcul du ferrailage vertical en flexion composée**

Tableau récapitulatif des résultats de calcul :

As1 (cm <sup>2</sup> )	As2 (cm <sup>2</sup> )	Avj (cm <sup>2</sup> )	A-tot (cm <sup>2</sup> )	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )
0.00	0.00	40.68	40.68	13.20

VIII.7.4 Confirmation des vérifications et Ferrailage de radier via Robot complet :

**Données de base**

Béton f<sub>c</sub>28: 30.00 [MPa]    Epaisseur e: 20.00 [cm]    Zone: ELU 13    Comb. Acc: 19A26

Acier f<sub>e</sub>E: 400 [MPa]    Longueur L: 2.05 [m]    Hauteur h: 3.30 [m]

Enrèbage: 3.00 [cm]

**Sollicitations de calcul**

N (kN)	M (kNm)	Combinaison
715.08	-186.11	Acc.Hor_GrpslQ-0.3Ex+Ey
2832.85	-41.58	Modale
1292.21	550.01	Acc.Hor_GrpslQ+Ex+0.3Ey
1191.42	1177.56	Acc.Hor_GrpslQ+0.3Ex+Ey
1418.17	-121.54	Acc.Hor_GrpslQ+Ex-0.3Ey
1811.32	-1060.95	Acc.Hor_GrpslQ-0.3Ex-Ey

**Vérification des contraintes**

Charge limite - Etat limite ultime

Nu<sub>lim</sub>: 5 146.04 [kN]    ou<sub>lim</sub>: 12.55 [MPa]    α<sub>ELU</sub>:     σ<sub>ELU</sub>: 2.26 [Mpa]

Charge limite - Etat limite accidentelle

N<sub>acc-lim</sub>: 6 692.09 [kN]    α<sub>acc-lim</sub>: 16.32 [Mpa]    α<sub>ELA</sub>:     σ<sub>ELA</sub>: 13.48 [Mpa]

Contrainte de cisaillement "RPA99 V.2003 Art 7.7.2"

τ<sub>adm</sub>: 6.00 [Mpa]    V: 171.36 [kN]    τ<sub>b</sub>:     σ<sub>b</sub>: 0.65 [Mpa]

Effort normal réduit "RPA99 V.2003 Art 7.4.3.1"

N<sub>d</sub>: 4 434.19 [kN]    Nu (v): 0.36

**Ferrailage du voile**

As-1: 0.00 [cm<sup>2</sup>]    Avj: 40.68 [cm<sup>2</sup>]    As-1:  46.16 [cm<sup>2</sup>]    As-2:  46.16 [cm<sup>2</sup>]

As-2: 0.00 [cm<sup>2</sup>]    As-tot: 40.68 [cm<sup>2</sup>]    As-max: 0.00 [cm<sup>2</sup>]

Amin: 3.28 [cm]    A-rép:  14.13 [cm]    Choix: HA 10 espacement 20

A-horiz: 9.90 [cm]    A-hor:     A-rép:     Choix:

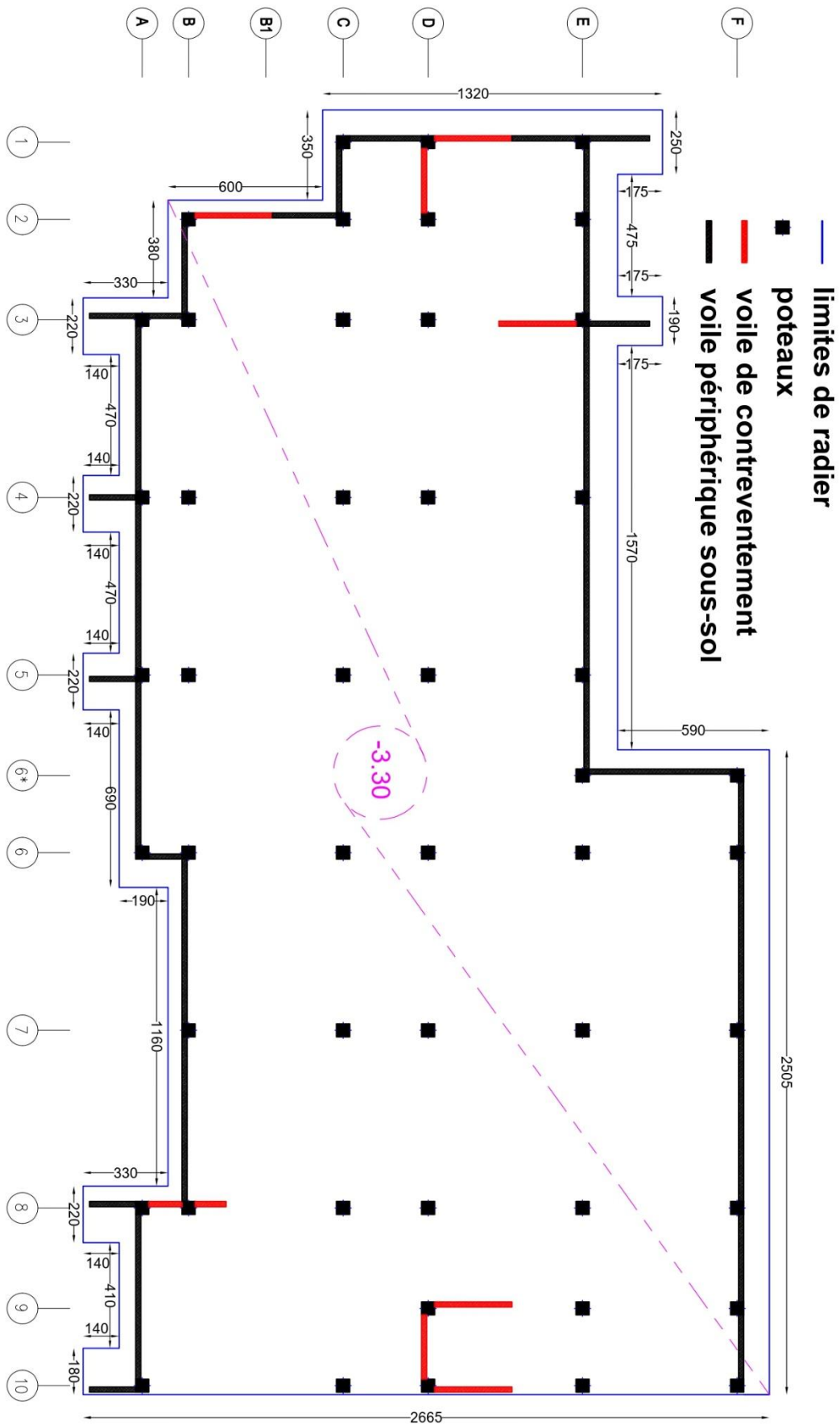
Figure VIII.18: vérification et ferrailage voile périphérique avec Robot complet

**VIII.8. Conclusion :**

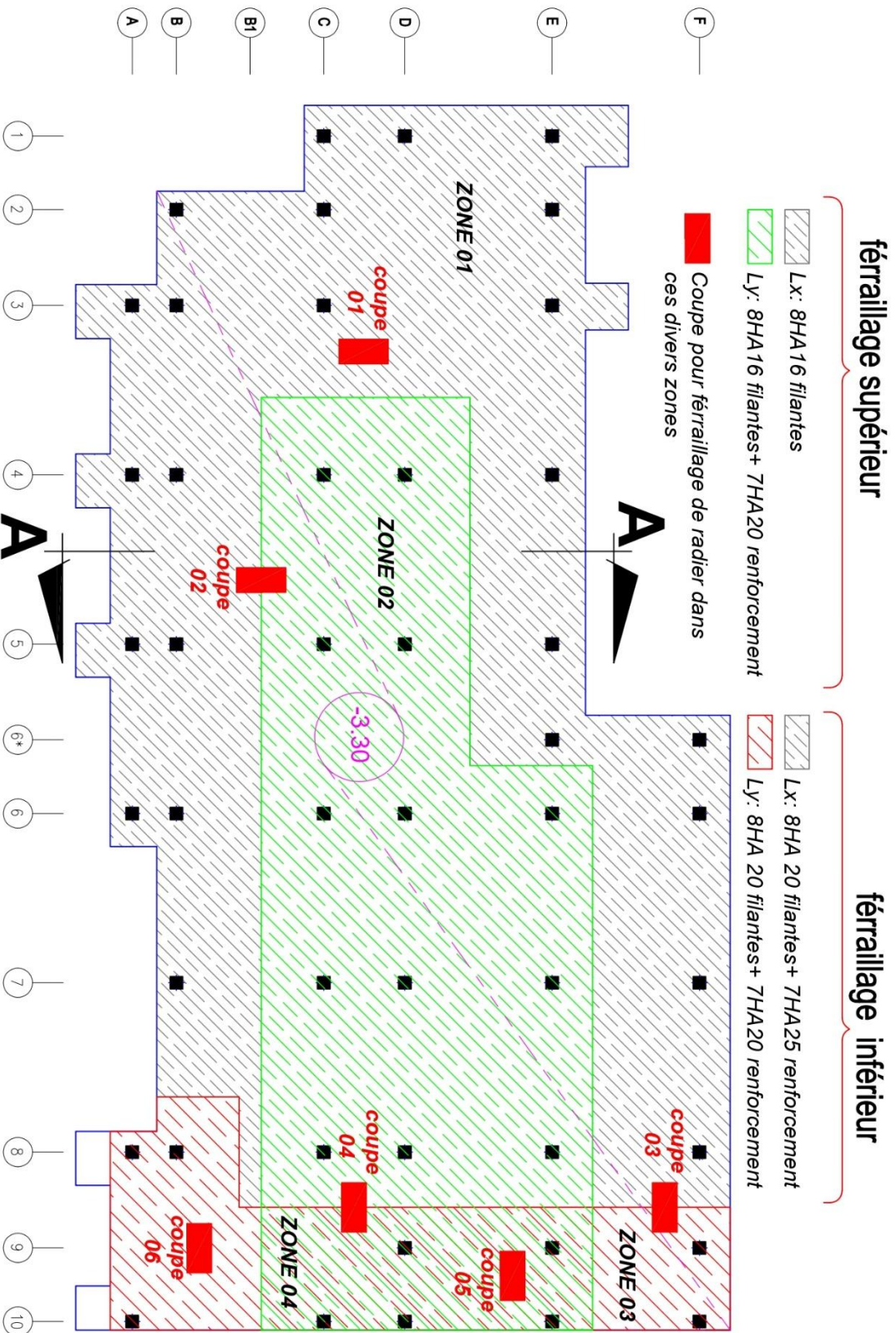
Ce chapitre a permis d'analyser les éléments structurels de l'infrastructure (radier et voiles périphériques) de l'hôtel, et de déterminer le ferrailage adapté pour garantir leur stabilité et résistance. Il sert de fondement à la rédaction d'une note de calcul complète. Cette note facilitera la création des dossiers graphiques d'exécution par les dessinateurs-projeteurs.

**Annexe :**  
**Détails**  
**Coffrage et ferrailage**

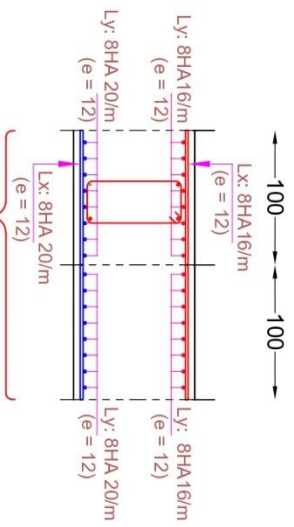
# PLAN FONDATIONS



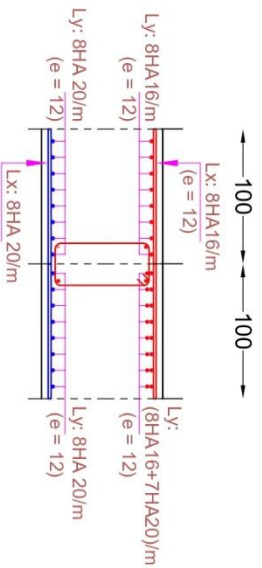
# PLAN FONDATIONS



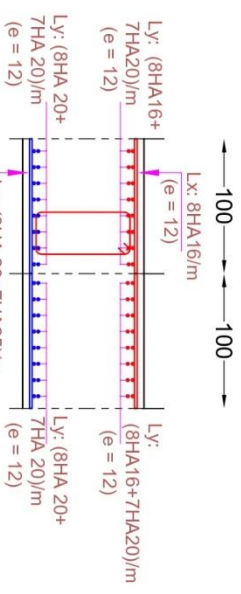
# FERRAILLAGE RADIER BLOC 01



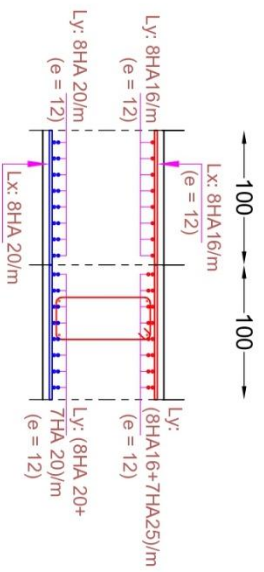
**COUPE 01**



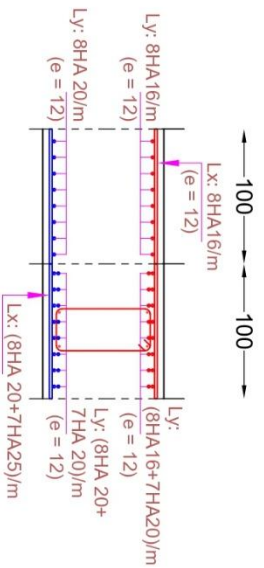
**COUPE 02**



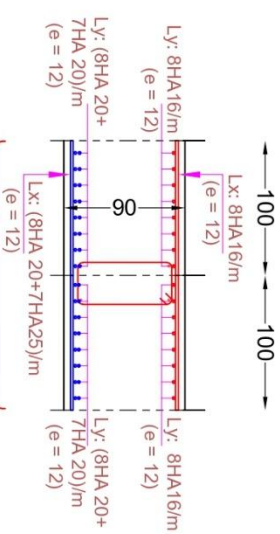
**COUPE 05**



**COUPE 03**



**COUPE 04**



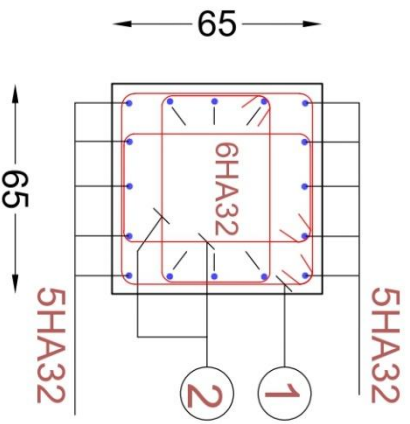
**COUPE 06**

# FERRAILLAGE POTEAUX

# BLOC 01

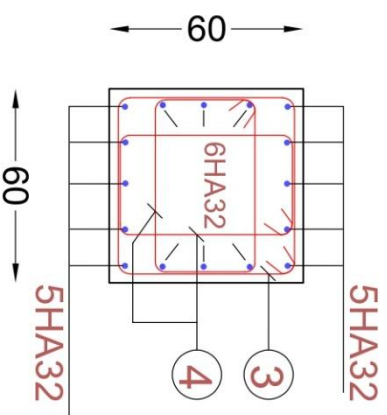
## COUPE POTEAU

(65\*65)



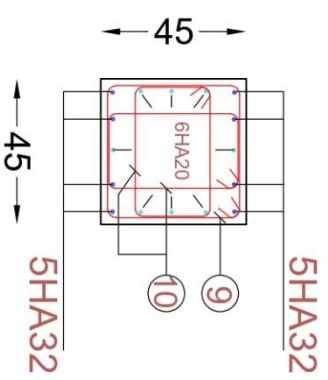
## COUPE POTEAU

(60\*60)



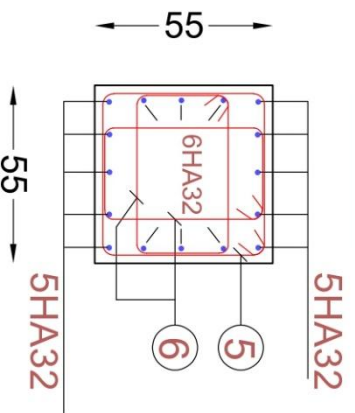
## COUPE POTEAU

(45\*45)



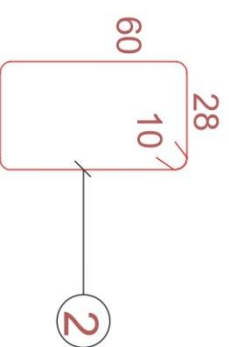
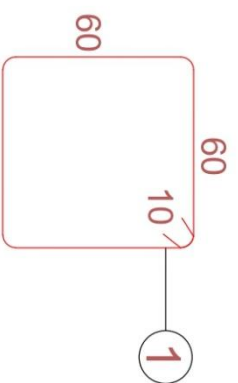
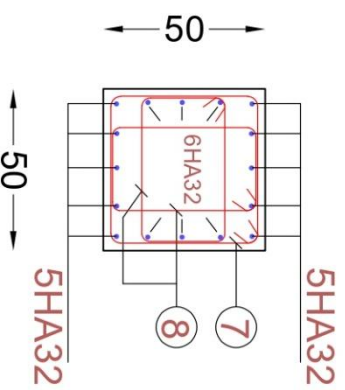
## COUPE POTEAU

(55\*55)



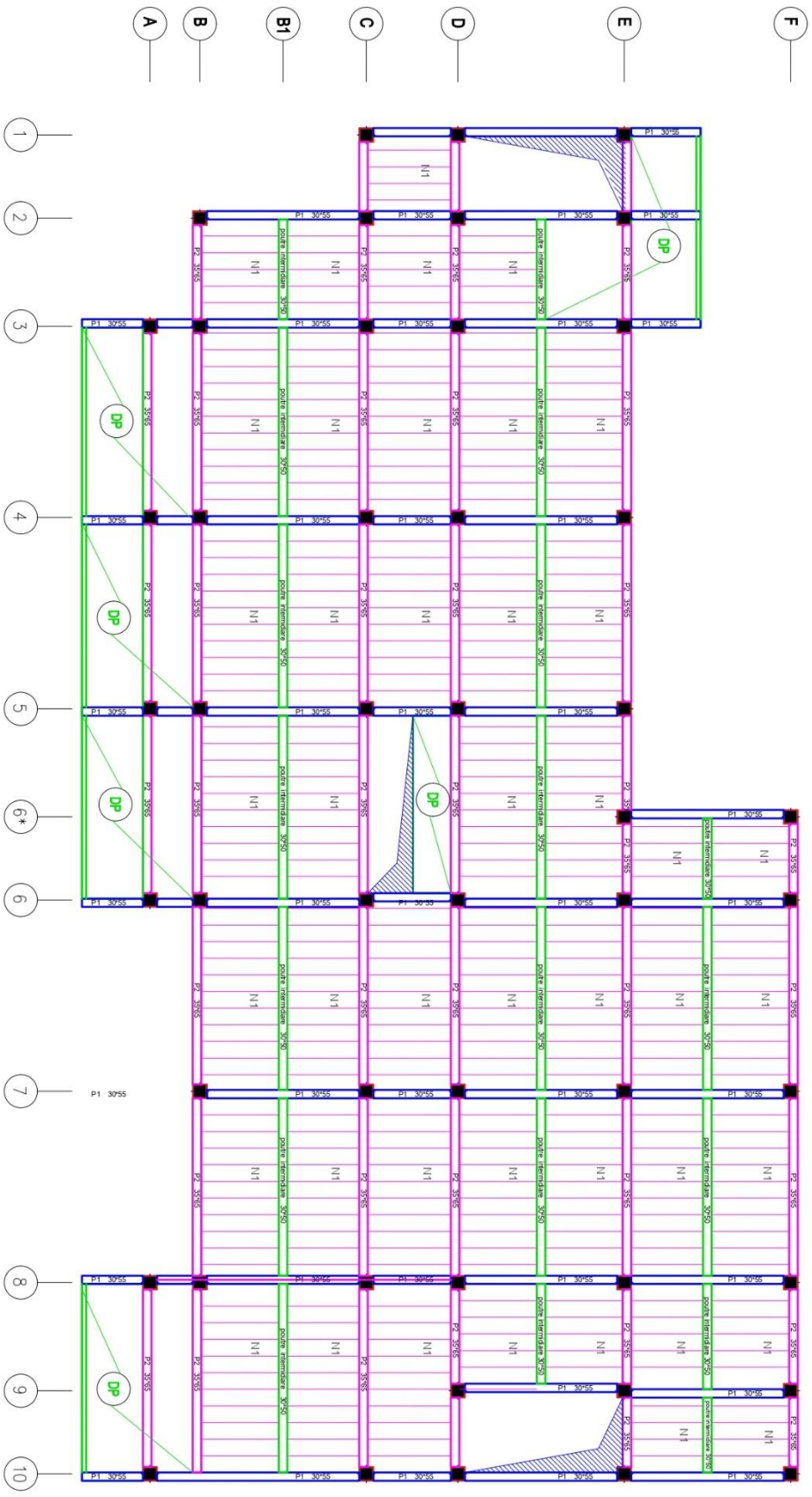
## COUPE POTEAU

(50\*50)





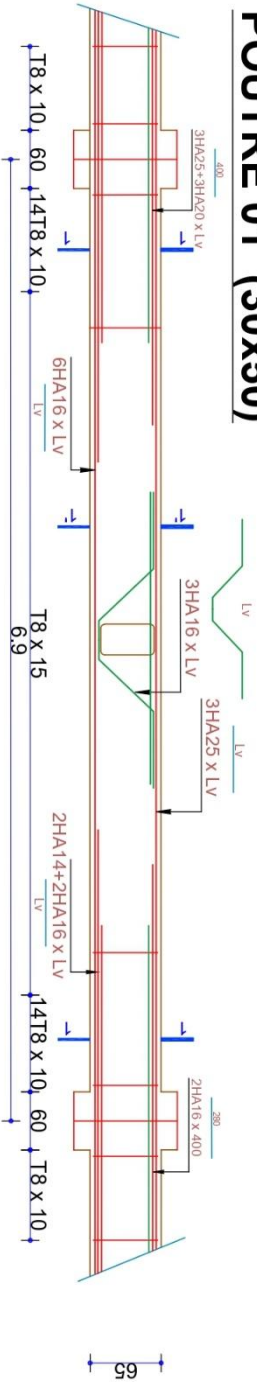
# PLAN COFFRAGE ETAGES COURANTS



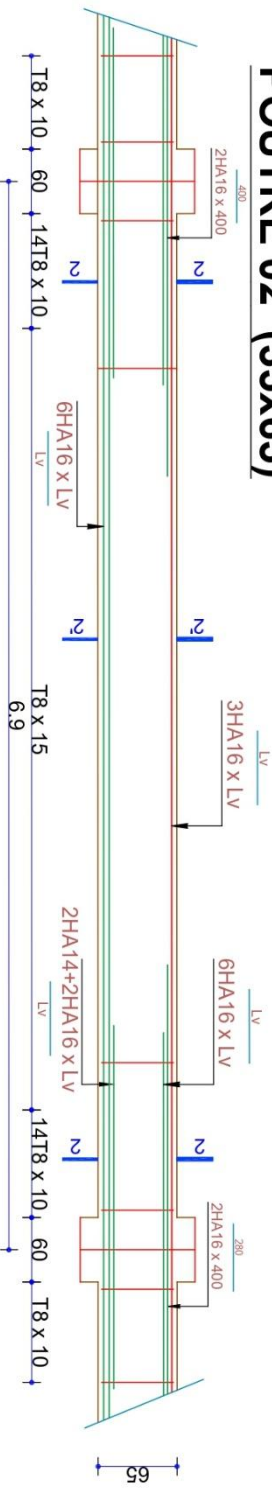
# FERRAILLAGE POUTRES

# BLOC 01

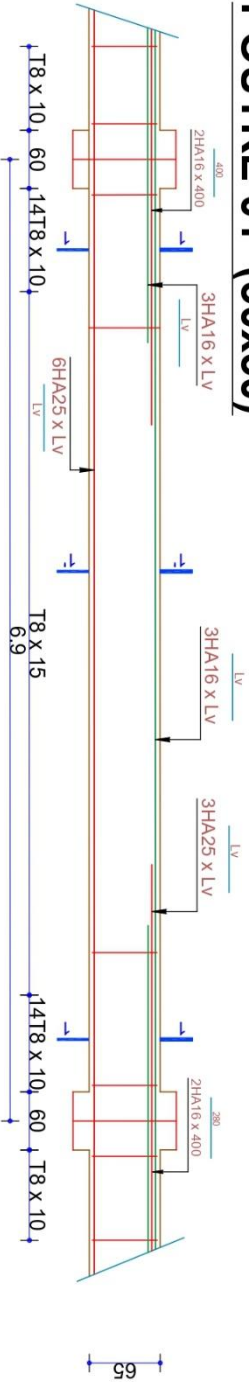
## POUTRE 01 (30x50)



## POUTRE 02 (35x65)



## POUTRE 01 (30x50)

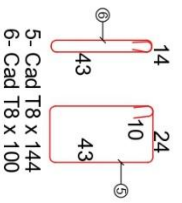
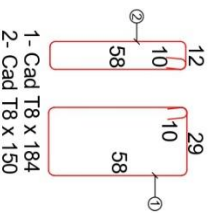
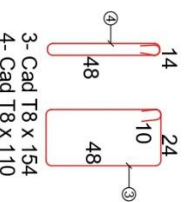
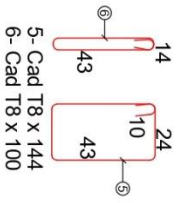
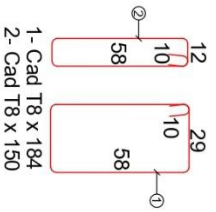
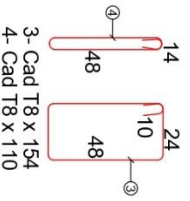
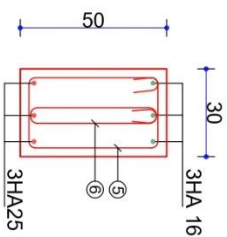
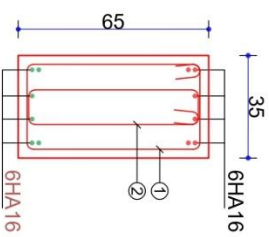
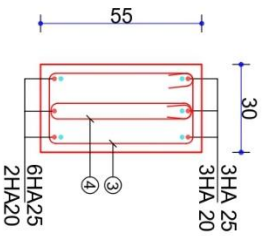
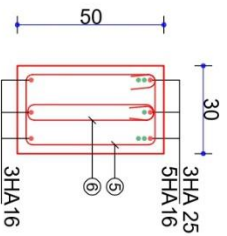
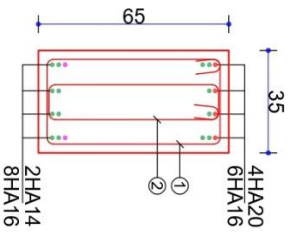
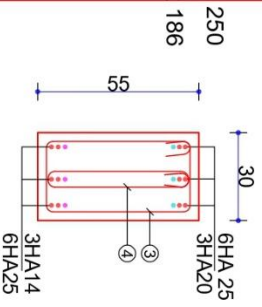


# FERRAILLAGE POUTRES

# BLOC 01

## EN APPUIS

## EN TRAVEE



**POUTRE 01**  
Coupe 1-1

**POUTRE 02**  
Coupe 2-2

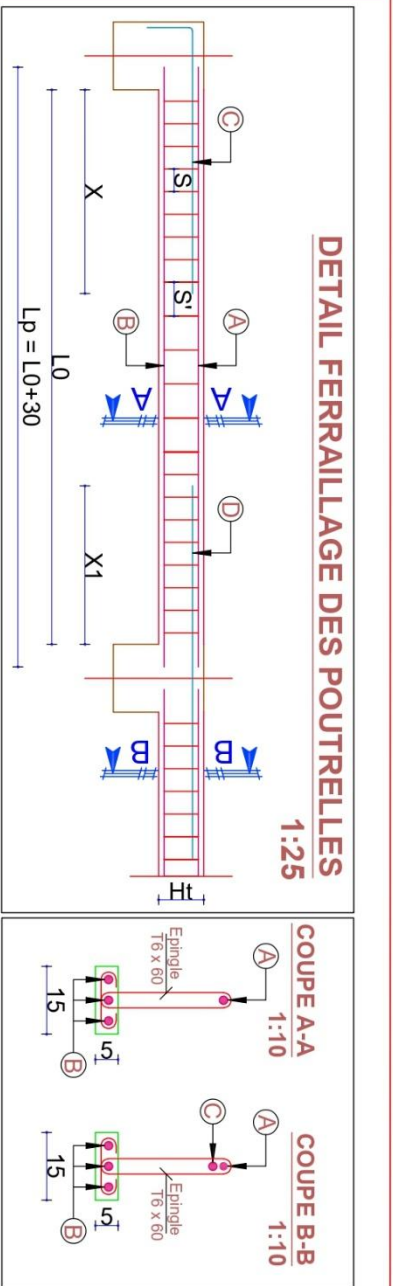
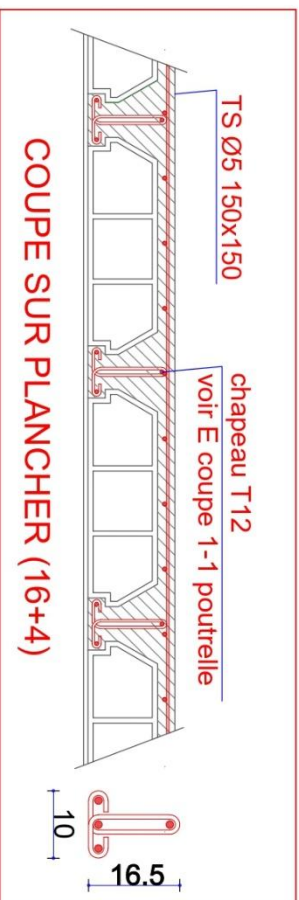
**POUTRE**  
**INTERMÉDIAIRE**  
Coupe 3-3

**POUTRE 01**  
Coupe 1'-1'

**POUTRE 02**  
Coupe 2'-2'

**POUTRE**  
**INTERMÉDIAIRE**  
Coupe 3'-3'

# DETAILS PLANCHER ETAGE COURANT ET DES POUTRELLES

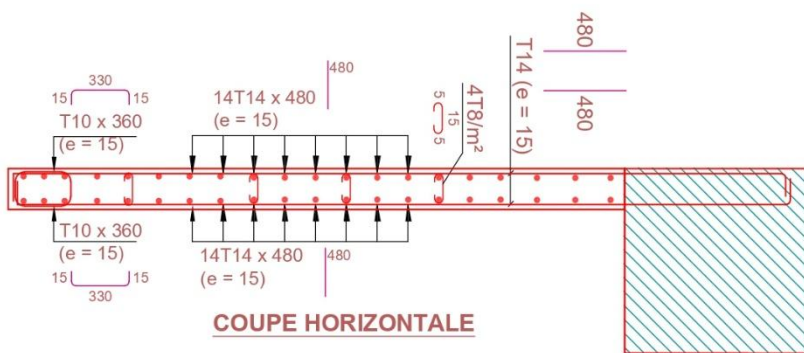
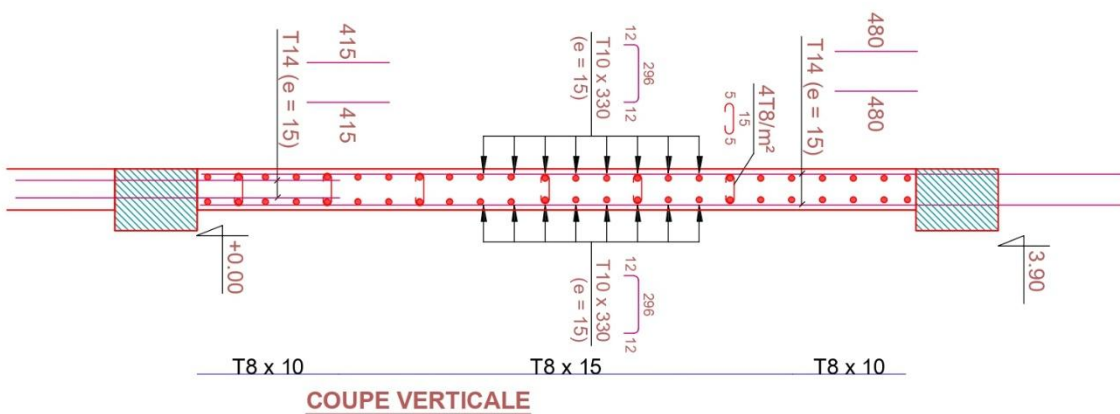


**TABLEAU DES POUTRELLES**

Types	L0	Lp	Ht	A	B	C	D	X	X1	S	S'
N1	2.8	3.1	20	1T12 3.1	3T12 3.1	1T12 100	1T12 230	100	100	10	15

**COFFRAGE - FERRAILLAGE VOILE BLOC 01**

1:25



## Bibliographie

### Sources académiques

#### Articles scientifiques

- [1] Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R., & Liston, K. (2018). *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers*. John Wiley & Sons.
- [2] Azhar, S. (2011). Building Information Modeling (BIM): Trends, Benefits, Risks, and Challenges for the AEC Industry. *Leadership and Management in Engineering*, 11(3), 241-252.
- [3] Costin, A., Adibfar, A., Hu, H., & Chen, S. S. (2018). Building Information Modeling (BIM) for transportation infrastructure – Literature review, applications, challenges, and recommendations. *Automation in Construction*, 94, 257-281.
- [4] Borrmann, A., König, M., Koch, C., & Beetz, J. (2018). *Building Information Modeling: Technology Foundations and Industry Practice*. Springer.
- [5] Charef, R., Alaka, H., & Emmitt, S. (2018). Beyond the third dimension of BIM: A systematic review of literature and assessment of professional views. *Journal of Building Engineering*, 19, 242-257.
- [12] Sacks, R., Eastman, C., Lee, G., & Teicholz, P. (2018). *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers*. John Wiley & Sons.
- [23] Dore, C., & Murphy, M. (2017). Current state of the art historic building information modeling. *International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, XLII-2/W5, 185-192.

#### Thèses et mémoires

- [07] Taфраout, S. (2022). *Contribution à l'intégration du BIM dans le secteur de la construction en Algérie*. École Nationale Polytechnique d'Alger.
- [13] Boton, C. (2013). *Conception de vues métiers dans les collectifs orientés service : Application à la coordination spatiale en construction*. Université de Lorraine.
- [17] Gordo Gregorio, W. (2023). *Développement d'une méthodologie BIM pour la gestion des infrastructures*. Conservatoire National des Arts et Métiers.

#### Sources industrielles

#### Guides et standards

- [18] ISO. (2018). *ISO 19650-1:2018 Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) — Information management using building information modelling — Part 1: Concepts and principles*. International Organization for Standardization.
- [19] buildingSMART International. (2020). *Industry Foundation Classes (IFC) - An Introduction*. buildingSMART International.
- [20] Autodesk. (2021). *Guide pratique : Débuter avec le BIM pour les projets d'infrastructure*. Autodesk Inc.
- [14] Syntec Ingénierie. (2016). *Guide pratique : Réussir le BIM pour l'exploitation*. Syntec Ingénierie.
- [22] ISO 19650-2:2018. *Organization and digitization of information about buildings and civil engineering works, including building information modelling (BIM) — Information management using building information modelling — Part 2: Delivery phase of the assets*.

[26] UK BIM Framework. (2020). *Information management according to BS EN ISO 19650*.

[27] Plan BIM 2022. (2018). *Plan d'actions pour un déploiement national du BIM*. Ministère de la Transition écologique et solidaire, France.

### Rapports d'entreprises

[21] Arup. (2022). *Digital Twin: From Concept to Reality*. Arup Group.

[8] McKinsey & Company. (2020). *The next normal in construction: How disruption is reshaping the world's largest ecosystem*. McKinsey Global Institute.

[6] Dodge Data & Analytics. (2021). *The Business Value of BIM for Infrastructure 2021*. Dodge Data & Analytics.

[16] KPMG International. (2019). *Future-Ready Index: Leaders and followers in the engineering & construction industry*. KPMG International.

### Études de cas

[9] Tekla. (2021). *Pont de Randselva : Premier pont au monde construit sans dessins*. Trimble Solutions Corporation.

[28] Autodesk. (2020). *Projet I-4 Ultimate : Utilisation du BIM pour la rénovation d'une autoroute majeure*. Autodesk Inc.

[15] Bentley Systems. (2022). *Tunnel Fehmarn Belt: Coordination BIM transfrontalière*. Bentley Systems.

### Ressources en ligne

#### Sites web spécialisés

[10] BIM World. (2024). *Tendances BIM 2025*. Récupéré de <https://bim-world.com/tendances-bim-2025>

[29] <https://bimmantra.com/understanding-lod-in-bim-a-simple-guide-to-getting-it-right-bim-mantra/>

#### Webinaires et présentations

[24] Autodesk University. (2023). *BIM pour les structures complexes*. [Webinaire]. Récupéré de <https://autodesk.university/bim-structures-complexes>

[25] buildingSMART International. (2024). *IFC for Infrastructure: Latest Developments*. [Présentation]. Récupéré de <https://buildingsmart.org/presentations/ifc-infrastructure-2024>

#### Autres références bibliographiques

- RPA 2024 – Règles Parasismiques Algériennes
- BAEL – Béton Armé aux États Limites
- CBA – Charges et Surfaces dans les Bâtiments (Charge permanente, Charge d'exploitation)
- Mémoires précédentes de fin d'études – Mémoires réalisés par les étudiants en génie civil (versions antérieures).

**Annexe :**  
**Rendue finale de**  
**La maquette numérique de la structure**

