

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN
BATIMENT R+15 AVEC 4 SOUS SOLS**

Présenté par :

BENDAIKHA Ouissem
EL BILOK Meriem

Encadré par :

Dr MEHANI Youcef
Dr CHIKH Benazouz

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

En premier lieu, Nous tenons à remercier dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le prions toujours pour qu'il soit à nos côtés.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr MEHANI YUCEF** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail et sa grande disponibilité.

Nos sincères remerciements à notre Co-encadreur **Dr. BENAZOUZ CHIKH** qui a fait son possible pour nous orienter durant toute la période de ce travail.

Encore pour ses conseils

Nos remerciements vont également à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également tout le staff du département matériaux et structure **DMS**.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

اهداء

الى الايادي الطاهرة التي ازلت من طريقي اشواك الفشل.

الى من ساندني بكل حب عند ضعفي.

الى قدوتي الأولى، ونبراسي الذي ينير دربي، الى من أعطاني ولم يزل يعطيني بلا حدود، الى من رفعت

رأسي عاليا افتخارا به **ابي العزيز الغالي** ادامه الله دخرا لي.

الى التي راني قلبها قبل عينيها، وحضنتني احشاؤها قبل يديها، الى شجرتي التي لا تدبل، الى من علمتني

الصبر والصمود مهما تبدلت ظروف الحياة، **والدتي الغالية** اطال الله عمرها والبسها ثوب الصحة و

العافية و ادام الله عمرها بالصالحات.

الى الشموع التي تنير لي الطريق **اخواتي** هم من شجعوني وواصلوا العطاء دون مقابل.

الى من لم تربطني بهن علاقة النسب، بل عطر الصداقة وورد المحبة **صديقاتي**.

وأخيرا وليس أخرا اهدي هذا العمل المتواضع

الى كل من تكبد عناء قرآته سواء لتقييمه أو لنقده او لزيادة علمه.

بن دايدة وسام

اهداء

ما أجمل ان وجود المرء بأغلى ما لديه والأجمل أن يهدي الغالي للأغلى.

هي ذي ثمرة جهدي أجنيتها اليوم، هي هدية أهديتها

الى من نادتني في صلاتها ودعائها، الى أجمل ابتسامة في حياتي، الى أروع امرأة في الوجود

أمي الغالية.

الى صاحب الوجه الطيب و الأفعال الحسنة، الى من علمني أن الدنيا كفاح وسلاحها العلم والمعرفة،

الى أعظم وأعز رجل في الكون

أبي الغالي.

فرحة البيت وقرّة العين، الاخوة كل باسمه ومقامه.

الى جميع افراد اسرتي وكل من ساعدني في إتمام البحث.

البيلوق مريم

ملخص

مشروع بحثنا يتمحور حول تصميم ودراسة هيكل برج من الخرسانة المسلحة، لإستخدامات متعددة، المبنى متكون من أربعة طوابق تحت أرضية، طابق أرضي و15 طابق و قمنا بتحليل قدرة بناء الهيكل، هذا المشروع يقع بولاية وهران في منطقة زلزالية، وفقا للمعايير المضادة للزلازل الجزائرية (RPA 99 / نسخة 2003).

مقاومة و إستقرار البناية يتم ضمانه من خلال الرافعات و جدار خرساني مقوى ، هذه الدراسة مكونة من 9 فصول، بدأت هذه الدراسة بوصف عام عن البحث، بالإضافة إلى تحديد مسبق للعناصر الثانوية، بعد ذلك، قمنا بتصميم للهيكل مع تحليل ديناميكي و دراسة للرياح، تم تنفيذ الأبعاد و تقوية الحديد وفقا لأنظمة (RPA 99 / نسخة 2003) و BAEL91 معدل 99.

في نهاية عملنا قمنا بتحليل قدرة الهيكل على التحمل بإستخدام **PUSHOVER**، هذا التحليل سمح لنا بمعرفة القدرة القصوى لهيكلنا، بعد ذلك قمنا ببحث بيبيولوجرافي حول الحفر مع التدعيم و تطبيقاته.

كلمات المفتاحية: برج ؛ تحليل ديناميكي؛ جدار خرساني مقوى ؛التسليح؛ RPA 99 / نسخة 2003 ؛ BAEL91 معدل 99 ؛ PUSHOVER ؛ الحفر مع التدعيم .

Résumé

Notre projet de fin d'études porte sur la **CONCEPTION ET L'ETUDE DE LA STRUCTURE** d'une Tour en béton armé, à multi-usages. Le bâtiment est constitué de quatre sous-sols, un rez de chaussé et de 15 étages. Une analyse de la capacité de la structure a été faite. Ce projet est implanté dans la Wilaya d'Oran classé en zone sismique IIa selon les règlements parasismiques algérienne (**RPA 99/ Version 2003**). La résistance et la stabilité sont assurées par des portiques et des voiles de contreventement. Cette étude se compose de 9 chapitres.

Cette étude a été entamée par une la description générale de l'ouvrage, ainsi qu'un prédimensionnement des éléments secondaires.

Suite à cela, une conception de la structure avec une analyse dynamique et une étude de vent a été élaborées. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux a été mené conformément au règlements **RPA99 / Version 2003** et **BAEL91 modifié 99**.

La fin de notre travail consiste à analyse de la capacité portante de la structure de l'ouvrage en utilisant **PUSHOVER**, cette analyse nous a permis de savoir capaciter maximale de notre structure, suivi par une recherche bibliographique qui porte sur la stabilité de l'excavation **BLINDAGE** avec application.

Mots clé : Tour ; Portique ; Voile ; Ferrailage ; règlements ; RPA99 / Version 2003 ; BAEL91 modifié 99 ; PUSHOVER ; BLINDAGE.

Abstract

Our final-year project involves the **DESIGN AND STRUCTURAL STUDY** of a reinforced concrete, multi-purpose Tower. The building comprises four basements, a ground floor and 15 stories. A capacity analysis of the structure was carried out. The project is located in the Wilaya of Oran, classified in seismic zone IIa according to Algerian seismic regulations (**RPA 99/ Version 2003**). Resistance and stability are ensured by porticos and bracing walls. This study comprises 9 chapters.

The study began with a general description of the structure, and a pre-dimensioning of the secondary elements. This was followed by a structural design with a dynamic analysis and a wind study. The dimensioning and reinforcement of the structural elements was carried out in accordance with **RPA99 / Version 2003 and BAEL91 modified 99**.

At the end of our work, we analyzed the bearing capacity of the structure using **PUSHOVER**. This analysis enabled us to determine the maximum capacity of our structure, followed by a literature search on the stability of excavations with application.

Key words: Tower ; Reinforced concrete ; RPA 99/ Version 2003 ; BAEL91 modified 99 ; Porticos ; Bracing walls ; Pushover ; Excavation.

SOMMAIRE

Liste des figures	I
Liste des tableaux	IV

INTRODUCTION

INTRODUCTION	1
--------------------	---

CHAPITRE I GENERALITES SEU LOUVRAGE

I.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	2
I.1.1 Présentation de l'ouvrage	2
I.1.2 Caractéristiques géométriques.....	2
I.1.2.1 Dimensions en plan.....	2
I.1.2.2 Dimensions en élévation (hauteurs d'étages)	2
I.1.3 Caractéristiques du site (rapport géotechnique).....	2
I.1.3.1 Contrainte admissible du sol recommandée	2
I.1.3.2 Facteur de raideur K du sol.....	3
I.1.3.3 Type et ancrage des fondations.....	3
I.1.4 Les plans architecturaux	3
I.2 NORMES ET REGLES UTILISEES.....	3
I.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	3
I.3.1 Béton	3
I.3.1.1 Formulation du béton.....	3
I.3.1.2 Résistances	7
I.3.1.3 Contraintes Limites.....	9
I.3.2 Acier.....	10
I.4.2.2 Module d'Elasticité de l'acier	11
I.3.3 Hypothèses de calcul	11
I.4 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE	12
I.4.1 Classification des zones sismiques.....	12
I.4.2 Classification des ouvrages selon leur importance.....	12
I.4.3 Classification du site	12
I.4.4 Classification des systèmes de contreventement.....	12

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1 INTRODUCTION	13
II.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS	13

II.2.1	Planchers	13
II.2.2	Voiles	14
II.2.3	Poutres	16
II.2.4	Poteaux	17
II.3	PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	22
II.3.1	Acrotère	22
II.3.2	Balcon.....	22
II.3.3	Escaliers	23
II.3.4	Maçonnerie.....	27

CHAPITRE III CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1	CALCUL DE L'ACROTERE.....	28
III.1.2	Calcul des sollicitations.....	28
III.1.3	Calcul du ferrailage	29
III.1.3.1	Calcul à ELU	30
III.1.3.2	Vérification à l'ELU.....	30
III.1.3.3	Vérification à l'ELS	31
III.2	CALCUL DES ESCALIERS	31
III.2.1	Calcul des sollicitations.....	32
III.2.2	Calcul du ferrailage	32
III.2.2.1	Calcul à l'ELU	32
III.2.2.2	Vérification à l'ELU.....	33
III.2.2.3	Vérification à l'ELS	33
III.3	ETUDE DU BALCON.....	34
III.3.2	Calcul des sollicitations.....	35
III.3.3	Calcul du ferrailage	36
III.3.3.1	Calcul à l'ELU	36
III.3.3.2	Vérification à l'ELU.....	36
III.3.3.3	Vérification à l'ELS	37
III.4	CALCUL DE LA DALLE PLEINE	37
III.4.1	Calcul des sollicitations.....	38
III.4.2	Calcul du ferrailage	38
III.4.2.1	Calcul à l'ELU	38

III.4.2.2 Vérification à L'ELS	39
III.5 ETUDE DE LA DALLE MACHINE	40
III.5.1 Calcul des sollicitations.....	40
III.5.2 Calcul du ferrailage	41
III.5.2.1 Calcul à l'ELU	41
III.5.2.2 Vérifications à l'ELU	42
III.5.2.3 Vérification à L'ELS	42
CHPITRE IV CONCEPTION ET ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	
IV.1 INTRODUCTION	43
IV.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE	43
IV.3 ANALYSE DYNAMIQUE	43
IV.3.1 Modélisation de la première variante proposée initiale.....	43
IV.3.1.1 Résultats de l'analyse dynamique.....	43
IV.3.1.2 Interprétation des résultats	44
IV.3.2 Modélisation de la deuxième variante.....	44
IV.3.2.1 Résultats de L'analyse dynamique.....	45
IV.3.2.2 Interprétation des résultats	45
IV.3.3 Modélisation de la troisième variante : (voile y).....	46
IV.3.3.1 Résultats de l'analyse dynamique.....	46
IV.3.3.2 Interprétation des résultats	47
IV.3.4 Modélisation de la quatrième variante	47
IV.3.4.2 Résultats de l'analyse dynamique.....	47
IV.3.4.3 Caractéristiques de la structure	49
IV.3.4.4 Interprétation des résultats	51
IV.3.5 Conclusions	52
IV.4 ETUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE RETENUE	52
IV.4.1 Méthode statique équivalente (RPA99 /Version200/ Art.4.1.2).....	52
IV.4.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	52
IV.4.1.2 Détermination des paramètres sismiques.....	53
IV.4.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	55
IV.4.3 Vérification de l'effort normal réduit.....	55
IV.4.4 Vérification des déplacements inter étages	59

CHAPITRE V CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V1	INTRODUCTION.....	62
V2	POUTRES.....	62
V21	Recommandations du RPA99 /version 2003 (art 7.5.2.1).....	62
V22	Ferraillage des poutres transversales (55x30).....	63
V23	Vérification de la flèche poutres 55x30.....	70
V24	Ferraillage des poutres longitudinales 50x30.....	70
V3	POTEAUX.....	75
V31	Recommandations exigées par le RPA 99/ version 2003 (art .7.4.2).....	75
V32	Exemple de calcul.....	77
V321	Vérifications spécifiques.....	80
V4	VOILES.....	83
V41	Recommandations du RPA99/version2003.....	83
V42	Exemple de calcul (Le voile le plus sollicité) VL 4 (ab).....	84
V421	Méthode des contraintes.....	84
V422	Méthode de la flexion composée.....	86
V43	Vérification de la contrainte limite de cisaillement.....	89

CHAPITRE VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1	INTRODUCTION.....	91
VI.2	INFRASTRUCTURE DE L'OUVRAGE.....	91
VI.3	ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	91
VI.3.1	Détermination des sollicitations.....	92
VI.3.2	Calcul du ferraillage.....	93
VI.3.3	Vérifications nécessaires.....	94
VI.4	ETUDE DES FONDATIONS.....	96
VI.4.1	Dimensionnement du radier.....	96
VI.4.1.1	Condition forfaitaire.....	96
VI.4.1.2	Condition de la longueur élastique.....	96
VI.4.1.3	Condition de cisaillement.....	96
VI.4.2	Dimensionnement d'un radier nervuré.....	97
VI.4.2.1	Epaisseur de la dalle.....	97
VI.4.2.2	La hauteur des nervures.....	97
VI.4.2.3	Calcul du D (débordement).....	97

VI.4.3	Vérfications du radier.....	98
VI.4.3.1	Vérfication de la surface du radier.....	98
VI.4.3.2	Vérfication à l'effet de sous pression.....	98
VI.4.3.3	Vérfication au non-poinçonnement.....	99
VI.4.3.4	Vérfication des contraintes du sol.....	99
VI.4.4	Ferraillage du radier.....	100
VI.4.4.1	Ferraillage de la dalle du radier.....	100
VI.4.4.2	Ferraillage des nervures.....	101
VI.4.4.3	Ferraillage du débord.....	104

CHAPITRE VII ETUDE AU VENT

VII.1	INTRODUCTION.....	106
VII.2	ÉTAPES DE CALCUL.....	106
VII.2.1	Coefficient de calcul Effet de la région.....	106
VII.2.2	Effet du site.....	106
VII.2.3	Coefficient de topographie.....	106
VII.2.4	Intensité de turbulence $I_v(z)$	106
VII.2.5	Coefficient de rugosité C_r	107
VII.2.6	Coefficient d'exposition au vent.....	107
VII.2.7	La pression dynamique q_{dyn}	108
VII.2.8	Calcul du coefficient de force C_f	108
VII.2.9	Détermination du coefficient dynamique C_d	109
VII.2.10	Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}	109
VII.2.11	Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}	112
VII.2.12	Détermination du coefficient de pression du vent C_p	113
VII.2.13	Calcul de de la pression aérodynamique du vent W	113
VII.2.14	Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces.....	115
VII.1.1.1	Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$	115
VII.1.1.2	Détermination de la force intérieur $F_{w,i}$	115
VII.1.1.3	Détermination de la force de frottement F_{fr}	116

CHAPITRES VIII ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE-PUSHOVER

VIII.1	METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE EN POUSSEE PROGRESSIVE.....	117
VIII.2	COURBE DE CAPACITE.....	118

VIII.2.1.	Définition du comportement non linéaire des éléments porteurs	118
VIII.2.2.	Modélisation de la structure en portiques équivalents.....	118
VIII.2.2.1	Description de la modélisation	118
VIII.2.3.	Modélisation de la structure avec voiles.....	120
VIII.2.3.1	Définition du comportement non linéaire des voiles	120
VIII.2.4.	Interprétation des résultats.....	122

CHAPITRE IX RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE (SYSTEME DE BLINDAGE)

IX.1	INTRODUCTION.....	124
IX.2	COMPARAISON ENTRE QUELQUES TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT.....	124
IX.2.1	Parois moulées	124
IX.2.2	Rideau de palplanches.....	124
IX.2.3	Soutènement par pieux.....	125
IX.2.4	Comparaison	125
IX.2.5	Conclusion	126
IX.3	LE SOUTÈNEMENT PAR PIEUX.....	126
IX.3.1	Parois en pieux sécants	126
IX.3.2	Techniques d'exécution	126
IX.3.3	Exemple de paroi forée à la tarière creuse	126
IX.4	CARACTERISTIQUES DU SOL	127
IX.5	BUTÉE ET POUSSÉE.....	128
IX.5.1	Définition	128
IX.6	LES TIRANTS D'ANCRAGE	130
IX.7	MODELE NUMERIQUE	131
IX.8	FERRAILLAGE DES PIEUX	134

Liste des figures

CHAPITRE I GENERALITES SEU LOUVRAGE

FigureI.1:	Courbe granulométrique.....	4
FigureI.2:	Dosage en ciment C/E en fonction de Aff.....	5
FigureI.3:	La courbe granulaire de référence AOB.	6
FigureI.4:	Diagramme Contraintes – Déformations du béton en compression à l’ELU.....	9
FigureI.5:	Diagramme Contraintes -Déformations du béton en compression à l’ELS.	10
FigureI.6:	Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier à l’ELU.....	10

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Figure II.1:	Coupe du voile en élévation.....	15
Figure II.2:	Coupes de voiles en plan.....	15
Figure II.3:	Section réduite du poteau.	17
Figure II.4:	Coupe transversale de l’acrotère.....	22
Figure II.5:	Coupe porte à faux (Balcon).	23
Figure II.6:	Vue en plan d’escalier sous-sol – RDC.....	24
Figure II.7:	Schéma d’escalier.....	25
Figure II.8:	Vue en plan d’escalier RDC- 15 ^{ème} étage.....	25
Figure II.9:	Coupe transversale du mur extérieur.....	27

CHAPITRE III CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1:	Schéma statique de l’acrotère.....	28
Figure III.2:	Section de l’acrotère à calculer.....	29
Figure III.3:	Diagrammes des efforts internes d’escalier à l’ELU.....	32
Figure III.4:	Diagrammes des efforts internes d’escalier à l’ELS.....	32
Figure III.5:	Schéma du ferrailage de l’escalier.....	34
Figure III.6:	Coupe longitudinale du balcon (charges et surcharges).....	35
Figure III.7:	Schéma du ferrailage des balcons.....	37

CHAPITRE IV CONCEPTION ET ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

Figure IV.1:	Vu en plan et3D de la variante initiale.	43
Figure IV.2:	Formes propres de la structure pour les 3 premiers modes.....	44
Figure IV.3:	Vu en plan et3D de la deuxième variante.	45
Figure IV.4:	Formes propres de la structure pour les 3 premiers modes.	45
Figure IV.5:	Formes propres de la structure pour les 3 premiers modes.....	46
Figure IV.6:	Vue en plan et 3D de la quatrième variante.....	47

Figure IV.7:	Forme propre de la structure pour les 3 premier modes.	48
Figure IV.8:	Notation des poteaux.	56

CHAPITRE V CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1:	Plan du repérage.	63
Figure V.2:	Schéma ferrailage des poutres longitudinales 50 x 30.	74
Figure V.3:	Schéma ferrailage des poutres transversales 55 x 30.	74
Figure V.4:	Disposition des poteaux.	76
Figure V.5:	Schémas du ferrailage des poteaux.	82
Figure V.6:	Schéma du ferrailage du voile VL 4.	90

CHAPITRE VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1:	Vu en plan et 3D de l'infrastructure.	91
Figure VI.2:	Poussée des terres.	92
Figure VI.3:	Croquis du ferrailage du voile périphérique.	95
Figure VI.4:	Périmètre de contour cisailé.	99
Figure VI.5:	Une coupe du radier.	102
Figure VI.6:	Section transversale de la nervure.	102
Figure VI.7:	Schéma statique du débord.	104
Figure VI.8:	Croquis du ferrailage du radier nervuré.	104

CHAPITRE VII ETUDE AU VENT

Figure VII.1:	Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique. 108	
Figure VII.2:	L'élancement de la structure.	109
Figure VII.3:	Légende pour les parois verticales $d > e$	110
Figure VII.4:	C_{pe} pour les parois verticales $d > e$	110
Figure VII.5:	Légende pour les parois verticales $d < e$	111
Figure VII.6:	C_{pe} pour les parois verticales $d < e$	111
Figure VII.7:	Légende pour les toitures plates.	112

CHAPITRES VIII ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE-PUSHOVER

Figure VIII.1:	Schéma descriptive MDOF-SDOF.	117
Figure VIII.2:	La courbe de capacité sens x-x.	119
Figure VIII.3:	La courbe de capacité sens y-y.	119
Figure VIII.4:	Comparaison entre déplacements absolus dans le sens x-x.	121
Figure VIII.5:	Comparaison entre déplacements absolus dans le sens y-y.	122

CHAPITRE IX RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE (SYSTEME DE BLINDAGE)

Figure IX.1 :	Technique de la paroi moulée.....	124
Figure IX.2 :	Technique du rideau des palplanches.	125
Figure IX.3 :	Technique du soutènement par pieux.	125
Figure IX.4 :	Technique d'exécution des pieux sécants.....	127
Figure IX.5 :	Schéma descriptif des intercalations des couches de sol.....	128
Figure IX.6 :	Schéma descriptif de la force de poussée et la force de butée.....	129
Figure IX.7 :	Mise en œuvre du tirant d'ancrage.	130
Figure IX.8 :	Obtention de coefficient de sécurité par slide sans soutènement.	131
Figure IX.9 :	Obtention de coefficient de sécurité par slide avec soutènement.	132
Figure IX.10 :	Moment fléchissant sur pieu.	132
Figure IX.11 :	Effort tranchant sur pieu.	133
Figure IX.12 :	Effort normal sur pieu.	133
Figure IX.13 :	Effort normal sur tirant	134
Figure IX.14 :	Abaque d'interaction pour une section circulaire	134

Liste des tableaux

CHAPITRE I GENERALITES SEU LOUVRAGE

Tableau I.1: Données de base.....	4
Tableau I.2: Valeurs du coefficient correcteur K.....	6
Tableau I.3: Pourcentage des sables et de graviers.....	6
Tableau I.4: Valeurs du coefficient compacité.....	7
Tableau I.5: Dosage pondéral des granulats.....	7
Tableau I.6: Contraintes de l'acier selon les nuances.....	11

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau II.1: Descente des charges plancher terrasse (inaccessible).....	14
Tableau II.2: Descente des charges plancher terrasse (accessible).....	14
Tableau II.3: Descente des charges plancher RDC, MEZZANINE, 1 ^{er} → 14 ^{eme} étage.....	14
Tableau II.4: Résultat des charges Q et G par Niveau.....	19
Tableau II.5: La dégression des charges d'exploitation.....	20
Tableau II.6: Estimation des sections droites (Poteaux centraux).....	20
Tableau II.7: Vérification des conditions de RPA 99 /version 2003.....	21
Tableau II.8: Vérification du Critère de flambement.....	21
Tableau II.9: Descente des charges du balcon.....	23
Tableau II.10: Descente des charges de chaque volée.....	26
Tableau II.11: Descente des charges (Murs extérieurs).....	27

CHAPITRE III CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1: Evaluation de la charge (poids de l'acrotère).....	28
Tableau III.2: Calcul des sollicitations.....	29
Tableau III.3: Calcul du ferrailage à l'ELU d'escalier.....	33
Tableau III.4: Combinaison ELU/ELS.....	35
Tableau III.5: Sollicitations à l'ELS.....	35
Tableau III.6: Sollicitations à l'ELS.....	35
Tableau III.7: Evaluation des charges et surcharges.....	38
Tableau III.8: Interpolation des coefficients μ_x et μ_y	38
Tableau III.9: Sollicitations Q et M.....	38
Tableau III.10: Ferrailage de la dalle pleine.....	38
Tableau III.11: Sollicitations Q et M.....	39
Tableau III.12: Vérification des contraintes à l'ELS.....	40

Tableau III.13:	Vérification des contraintes à l'ELS.....	40
Tableau III.14:	Descente des charges de l'ascenseur.....	40
Tableau III.15:	Sollicitations à l'ELU	41
Tableau III.16:	Sollicitations à l'ELS.....	41
Tableau III.17:	Ferraillage de la dalle machine.....	41
Tableau III.18:	Vérification des contraintes à l'ELU	42

CHPITRE IV CONCEPTION ET ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau IV.1:	Périodes et coefficient de participation massique (variante 01)	44
Tableau IV.2:	Périodes et coefficient de participation massique (variante 02)	45
Tableau IV.3:	Périodes et coefficients de participation massique (variante 03).....	47
Tableau IV.4:	Périodes et coefficients de la participation massique (variante 04).....	48
Tableau IV.5:	Centre de gravité des masses et de rigidité.....	49
Tableau IV.6:	Excentricité théorique dans la direction (x-x) (y-y).....	50
Tableau IV.7:	Excentricités accidentelles dans la direction (x-x) (y-y).....	51
Tableau IV.8:	Excentricités du calculs dans les directions (x-x) (y-y)	51
Tableau IV.9:	Facteur ξ	54
Tableau IV.10:	Effort tranchant à la base pour les directions x-x / y-y.....	55
Tableau IV.11:	Comparaison entre V_{statique} et $V_{\text{dynamique}}$	55
Tableau IV.12:	Vérification de l'effort normal réduit rez-de-chaussé direction x-x.	56
Tableau IV.13:	Vérification de l'effort normal réduit rez-de-chaussé direction y-y.	57
Tableau IV.14:	Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 5 ^{eme} direction x-x.	57
Tableau IV.15:	Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 5 ^{eme} direction y-y.	58
Tableau IV.16:	Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 10 ^{eme} direction x-x.	58
Tableau IV.17:	Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 10 ^{eme} direction y-y.	59
Tableau IV.18:	Déplacements selon x-x.	60
Tableau IV.19:	Déplacements selon y-y	60
Tableau IV.20:	L'effet P- Δ pour la direction x-x.....	61
Tableau IV.21:	L'effet P- Δ pour la direction y-y.....	61

CHAPITRE V CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1:	Données du calcul.....	63
Tableau V.2:	Ferraillage des poutres transversales 55 x 30.....	67
Tableau V.3:	Choix des armatures transversales	67
Tableau V.4:	Vérification de la contrainte de compression.....	70

Tableau V.5:	Armatures longitudinales.	71
Tableau V.6:	Choix des armatures transversales poutre (50 x 30).	72
Tableau V.7:	Vérification de la contrainte de compression poutre.	74
Tableau V.8:	Effort dans les poteaux.	77
Tableau V.9:	Sollicitations du poteau le plus sollicité dans chaque région.	81
Tableau V.10:	Ferraillage des sections par ROBOT EXPERT.	81
Tableau V.11:	Vérification de l'effort normal réduit.	82
Tableau V.12:	Vérification de la contrainte tangentielle.	82
Tableau V.13:	Les armatures horizontales.	84
Tableau V.14:	Sollicitations.	85
Tableau V.15:	La contrainte de la zone d'about.	85
Tableau V.16:	Ferraillage de la zone d'about.	86
Tableau V.17:	Ferraillage des voiles dans le sens x - première région - (1 ^{er} étage).	87
Tableau V.18:	Ferraillage des voiles dans le sens y - première région - (1 ^{er} étage).	87
Tableau V.19:	Ferraillage des voiles dans le sens x - deuxième région - (2 ^{eme} étage-6 ^{eme} étage)	88
Tableau V.20:	Ferraillage des voiles dans le sens y - deuxième région - (2 ^{eme} étage-6 ^{eme} étage)	88
Tableau V.21:	Ferraillage des voiles dans le sens x - troisième région - (7 ^{eme} étage-16 ^{eme} étage)	88
Tableau V.22:	Ferraillage des voiles sens y troisième région (7 ^{eme} étage-16 ^{eme} étage).	89
Tableau V.23:	Vérification de la contrainte limite de cisaillement.	89
CHAPITRE VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		
Tableau VI.1:	Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99.	92
Tableau VI.2:	Evaluation des moments.	93
Tableau VI.3:	Ferraillage des voiles périphériques.	93
Tableau VI.4:	Vérifications de l'effort tranchant.	94
Tableau VI.5:	Sollicitations à l'ELS.	95
Tableau VI.6:	Vérification des contraintes à l'ELS.	95
Tableau VI.7:	Charges et surcharges.	97
Tableau VI.8:	moment à l'état limite ultime.	101
Tableau VI.9:	moment à l'état limite de service.	101
Tableau VI.10:	Ferraillage à l'ELU.	101

Tableau VI.11:	Ferraillage des nervures sens x.	103
Tableau VI.12:	Ferraillage des nervures sens y	103
Tableau VI.13:	Vérification de non-fragilité.	103
Tableau VI.14:	Vérification des contraintes à l'ELS.	103
Tableau VI.15:	Calcul du moment de renversement et du moment stabilisateur dans le sens X	105
Tableau VI.16:	Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens Y	105

CHAPITRE VII ETUDE AU VENT

Tableau VII.1:	Coefficient d'exposition au vent en fonction de z_e	108
Tableau VII.2:	La pression dynamique par bande.	108
Tableau VII.3:	Valeur de C_{pe} pour $d > e$	110
Tableau VII.4:	Valeur de C_{pe} pour $d < e$	111
Tableau VII.5:	Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère.....	112
Tableau VII.6:	Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère.....	112
Tableau VII.7:	Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = +0.2$	113
Tableau VII.8:	Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0.3$	113
Tableau VII.9:	Pression aérodynamique extérieure de vent	114
Tableau VII.10:	Pression aérodynamique intérieure de vent pour $C_{pi} = +0.2$	114
Tableau VII.11:	Pression aérodynamique intérieure de vent pour $C_{pi} = -0.3$	114
Tableau VII.12:	Détermination Calcule de la force extérieure $F_{w,e}$	115
Tableau VII.13:	Détermination Calcule de la force extérieure $F_{w,I}$	116

CHAPITRES VIII ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE-PUSHOVER

Tableau VIII.1:	Comparaison entre les exigences du RPA 99/version 2003 et la capacité théorique – sens x.	120
La figure (VIII.4) montre la comparaison entre déplacements absolus dans le sens x-x.		120
Tableau VIII.2:	Comparaison entre les exigences du RPA 99/version 2003 et la capacité théorique -sens y.....	121
Tableau VIII.3:	Déplacement absolu au sommet pour la capacité théorique et RPA 99/ version 2003	123

CHAPITRE IX RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE (SYSTEME DE BLINDAGE)

Tableau IX.1 :	La comparaison entre pieux de soutènement, parois moulées et rideaux de palplanches	126
Tableau IX.2 :	Caractéristiques de chaque couche	128

Tableau IX.3 :	Calcul de la force de poussée.....	129
Tableau IX.4 :	Calcul de la force de butée.....	130

Liste des abréviations.

- A : coefficient d'accélération de zone.
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements.
A_{s'} : section d'armature comprimée.
Br : section réduite du béton.
C_p : facteur de force horizontale.
D : coefficient d'amplification dynamique.
E : module de déformation longitudinale.
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée.
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée.
G : action permanente.
H : hauteur.
HA : armature à haute adhérence.
I : moment d'inertie.
L : longueur.
L_p : longueur en plan.
M : moment fléchissant.
M_{app} : moment fléchissant en appui.
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service.
M_t : moment fléchissant de travée.
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
M_x : moment fléchissant du sens x-x.
M_y : moment fléchissant du sens y-y.
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
N : effort normal.
N_{ser} : effort normal d'état limite de service.
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance.
P : poids propre .
P_r : poids propre du radier.
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.
S : surface.
S_r : surface du radier.
T : effort tranchant.
T_x : période fondamentale dans le sens x-x.
T_y : période fondamentale dans le sens y-y.
u_c : périmètre du contour.
V : action sismique ; effort horizontal.
V_t : effort sismique à la base de la structure.
W : poids total de la structure.
W_p : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension.
b : largeur.
b₀ : largeur de la nervure.
b₁ : largeur du poteau.
c : enrobage.
d : hauteur utile.
e : excentricité ; espacement.
f : flèche.

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression.
 f_e : limite élastique d'acier.
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction.
 g : giron de la marche.
 h : hauteur.
 i : rayon de giration.
 j : nombre des jours.
 l : longueur ; distance.
 l_f : longueur de flambement.
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle.
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle.
 l_0 : longueur libre.
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service.
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
 st : espacement.
 η : coefficient de fissuration relatif.
 λ : élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.
 μ : moment réduit.
 ν : coefficient de poisson.
 σ : contrainte de béton ou d'acier.
 τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement.
 ψ : coefficient de pondération.
 Σ : sommation.
 ϕ : diamètre d'armature transversale.



INTRODUCTION

Introduction

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Notre projet de fin d'étude est contitue de 9 chapitres tous d'abord on commence par une description générale de l'ouvrage, ainsi qu'un prédimensionnement des éléments secondaires. À la suite de cela, une conception de la structure avec une analyse dynamique et une étude de vent, un dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et étude de l'infrastructure. A la fin nous avons fait une analyse de la capacité portante de la structure de l'ouvrage en utilisant PUSHOVER , en dernier une recherche bibliographique qui porte sur la stabilité de l'excavation BLINDAGE avec application.



CHAPITRE I

GENERALITES SUR L'OUVRAGE

I.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment composé de trois structures juxtaposées à usage multiple (A/B/C).

- Structure A: (R+15+4S/Sol)
- Structure B : (R+15+3S/Sol)
- Structure C : structure intermédiaire entre A et B elle est constitué d'un (R+1+4S/Sol).

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants de la structure à usage multiple, implanté dans la Wilaya d'Oran .

Il s'agit d'une construction à ossature béton armé composée de :

- De trois sous-sols à usage de parking.
- Un sous-sol à usage commercial.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Premier étage à usage pour remise en forme.
- Du deuxième au quatorzième étage à usage habitation.
- Quinzième étage à usage habitation plus un bassin d'eau.
- Une terrasse inaccessible.

I.1.2 Caractéristiques géométriques

I.1.2.1 Dimensions en plan

Le bâtiment présente des dimensions variables en plan qui sont :

- Les quatre sous-sols : 32.2 m x 23.9 m
- RDC et 1er étage : 32.2 m x 23.9 m
- 15ème étages : 16 m x 23.9 m habitation / 14.3 m x 10.66 m bassin d'eau.
- Terrasse inaccessible : 16m x 24.9 m

I.1.2.2 Dimensions en élévation (hauteurs d'étages)

- Sous-sols : 3,06 m
- RDC : 3,74 m
- Mezzanine du RDC : 2.55 m
- 1^{er} étage : 3.74 m
- Étage courant : 3.06 m
- Hauteur totale : 52.87 m

I.1.3 Caractéristiques du site (rapport géotechnique)

I.1.3.1 Contrainte admissible du sol recommandée

La contrainte admissible du sol $A_{admissible}$ du sol et Q_{adm} pour une fondation superficielle selon la méthode pressiométrique est :

$$Q_{adm} = (q_0 + K_p \times P_{le}^*)/3$$

- P_{le}^* : pression limite nette equivalente.
- q_0 : pression verticale au repos.
- K_p : facteur de portance.

$$Q_{ad} = 4.00 \text{ bars}$$

I.1.3.2 Facteur de raideur K du sol

$$K = 3700 \text{ t/m}^3$$

I.1.3.3 Type et ancrage des fondations

D'après les sondages carotte et pressiométriques des essais in situ et des résultats obtenus au laboratoire le type de fondations recommande consiste en un radier général superficiel ancre à 12 m de profondeur.

I.1.4 Les plans architecturaux

Les plans d'architecture sont donnés en annexe (ANNEXE I) .

I.2 NORMES ET REGLES UTILISEES

- **BAEL91** : Règle Technique De Conception et De Calcul Des ouvrages et constructions en béton armé, Suivant La Méthode Des Etats Limites.
- **DTR BC 2-41** : Règles de conception et calcul des structure béton arme CBA 93.
- **DTR BC 2-48** : RPA 99 version 2003 Règles Parasismique Algérien **RPA 99/ version 2003**.
- **DTR BC2-2** : Document Technique Réglementaire / Charge Permanente et d'exploitation.
- **DTR C2-4.7 RNV 99** : Document Technique Réglementaire Neige Et Vent 99

I.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux utilisés dans une construction peuvent varier en fonction du type de bâtiment, des exigences locales et des normes de sécurité en vigueur. Il est important de choisir des matériaux de qualité pour assurer la solidité et la durabilité de la construction.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un bâtiment en béton armé. Le béton et l'acier utilisés pour la réalisation de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL91, ainsi que le document technique règlementaire "règles parasismiques Algériens RPA 99/ version 2003".

I.3.1 Béton

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre du 1/10 de sa résistance à la compression.

I.3.1.1 Formulation du béton

Le béton est un mélange de matériaux avec un liant hydraulique (ciment), et d'eau. Pour notre ouvrage nous avons utilisé un béton ayant un $FC28=35\text{MPa}$.
Sa formulation a été déterminée en utilisant la méthode de Dreux-Gorisse.

➤ **Détermination de la dimension du gros grain Dmax :**

En se référant granulométrie, et après une analyse granulométrique des granulats (NF P 18-560) nous avons considéré trois différents diamètres de graviers, la figure (I.1) montre cette dernière. La détermination de la courbe granulométrique est détaillée dans (ANNEXE II).

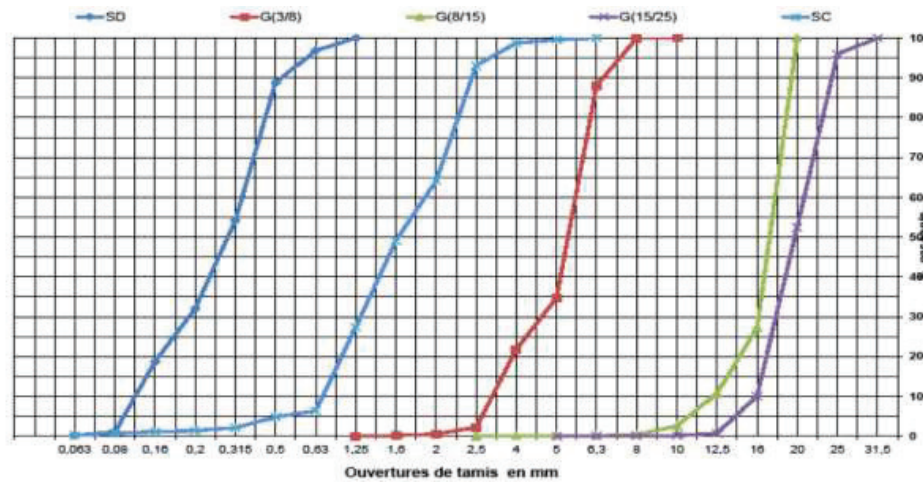


Figure I.1: Courbe granulométrique.

$D_{max} = D_{92} / D_{max1} = 25 \text{ mm } G(15/25) / D_{max2} = 15 \text{ cm } G(8/15) / D_{max3} = 7 \text{ mm } G(3/8) .$

Vérifications du diamètre max

On prend comme pièce un poteau, $eh = ev = 147,5 \text{ mm}$, $c = 5 \text{ cm}$, $r = (a.b)/2(a+b) = 36,87 \text{ mm}$

$D_{max} < eh/1,5 \dots$ Vérifiée.

$D_{max} < ev \dots\dots$ Vérifiée.

$D_{max} < c \dots\dots$ Vérifiée.

$D_{max} < 1,2 \times r \dots\dots$ Vérifiée.

$D_{max} = 25 \text{ mm}$

Le tableau (I.1) résume les données de base.

Tableau I.1: Données de base.

Données de base	Description (valeur)
Serrage	Vibration normale (courante).
Ouvrabilité	Affaissement $A_{ff} = 6 \text{ cm}$ (plastique)
Dimension maximale de granulat	$D_{max} = 25$
Qualité des granulats	Bonne (courante).
MF	3,82
Ciment	$M_v = 3,01 \text{ g/ml}$
Sable Concassée	$M_v = 2,61 \text{ g/cm}^3$
Gravier 3/8	$M_v = 2,60 \text{ g/cm}^3$
Gravier 8/15	$M_v = 2,66 \text{ g/cm}^3$
Gravier 15/25	$M_v = 2,65 \text{ g/cm}^3$
Coefficient granulaire	$G = 0,5$

➤ **Résistance souhaitée :**

La résistance f_{c28} en compression à 28 jours égale à 35MPa, par sécurité.

$$\sigma'_{28} = f_{c28} + 15\% f_{c28}$$

$$\sigma'_{28} = 40,25 \text{ MPA}$$

➤ **Dosage en ciment et en eau :**

Avec : σ'_{28} = résistance moyenne en compression désiré a 28 jours

σ'_c :Ciment employé est de la classe 42,5, mais il a une résistance vraie moyenne à 28 jours $\sigma'_c = 52 \text{ MPa}$.

C : dosage en ciment (kg/m^3)

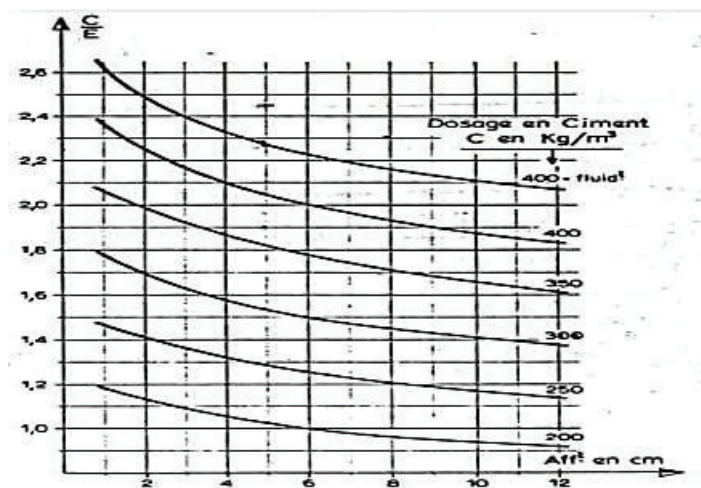
E : dosage en eau totale sur matériaux secs (l/m^3)

G = coefficient granulaire

$$\sigma'_{28} = G \sigma'_c \times (C/E - 0,5) = 52 \text{ MPa}$$

$$C/E = (40,25 / (0,5 \times 52)) + 0,5 = 2,05$$

La projection du rapport $C/E = 2,05$ et l'affaissement $A = 6 \text{ cm}$. Sur l'Abaque on peut déterminer le dosage en Ciment à travers la figure (I.2) qui montre l'abaque du dosage C/E.



FigureI.2: Dosage en ciment C/E en fonction de Aff .

$$C = 400 \text{ kg/m}^3 \rightarrow E = 195,12 \text{ l/m}^3$$

➤ **Tracé de la courbe granulaire de référence AOB**

Point O : Origine ($X_o = \text{Tamis}$; $Y_o = \text{passant}$) $\rightarrow O (0,063 ; 0)$.

Point B : Extrémité ($X_B = D_{max}$; $Y_B = \text{Passant}$) $\rightarrow B (25 ; 100)$.

Point A : Brisure ($X_A = D_{max}/2$ si $D_{max} \leq 20\text{mm}$ ou milieu du segment (5mm, D_{max}) si $D_{max} \geq 20\text{mm}$) $\rightarrow X_A = 10,5\text{mm}$

$$Y_A = 50 - D^{1/2} + k + ks + kp$$

K : Le coefficient de correcteur en fonction du type de vibration

Ks : Ajustement de la granularité du sable

Le tableau (I.2) résume les valeurs du coefficient K .

TableauI.2: Valeurs du coefficient correcteur K.

Vibration	Faible		Normale		Puissante	
	Roulé	Concassé	Roulé	concassé	Roulé	Concassé
400+supers-plastifiants	-2	0	-4	-2	-6	-4
400	0	2	-2	0	-4	-2
350	2	4	0	2	-2	0
300	4	6	2	4	0	2
250	6	8	4	6	2	4
200	8	10	6	8	4	6

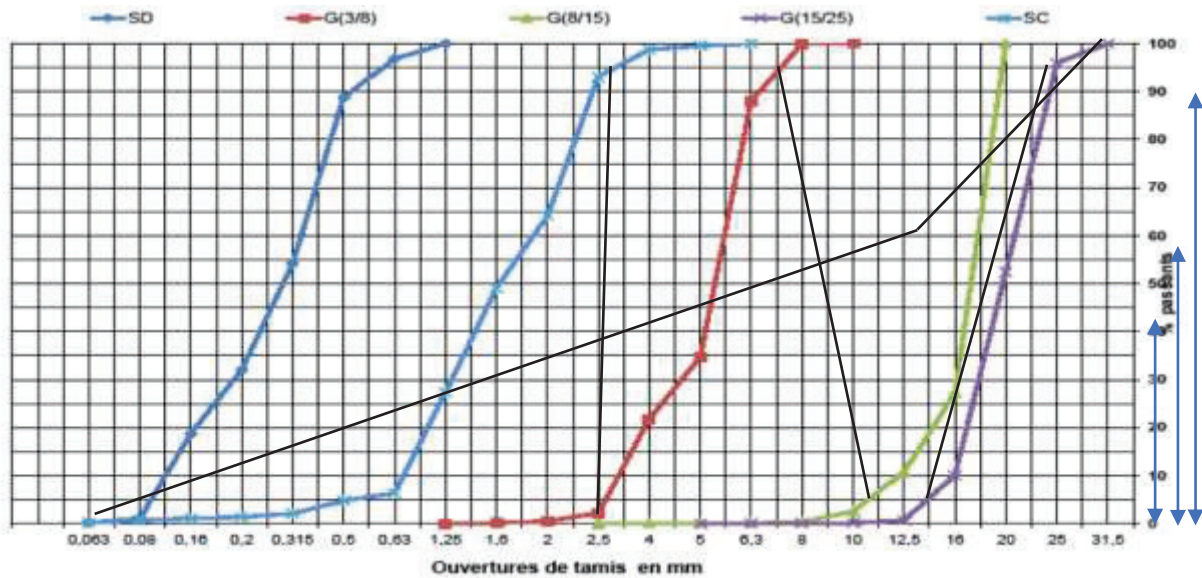
(C=400, vibrations normale, concassé) → K=0

$K_s = 6 M_f - 15 = 7,92$

K_p (béton pompé) = 9

$Y_A = 61,92$

On détermine A (10,5; 61,92)



FigureI.3: La courbe granulatoire de référence AOB.

➤ **Pourcentage des sables et de graviers :**

Le tableau (I.2) résume le pourcentage de sable et de gravier.

TableauI.3: Pourcentage des sables et de graviers.

Granulâtes	Sable sec	G3/8	G8/15	G15/25
Pourcentage %	0,40	0,17	0,29	0,14
			Totale	1

➤ **Détermination le volume absolu des compositions solide :**

Pour une consistance de béton ferme et Serrage vibration normale et Dmax granulats.

Le tableau (I.4) donne les valeurs de compacité.

Tableau I.4: Valeurs du coefficient compacité.

Consistance	Serrage	Coefficient de compacité (γ)				
		D=5	D=10	D=12,5	D=20	D=31,5
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810
	Vibration Faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815
	Vibration Normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820
Plastique	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820
	Vibration Faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825
	Vibration Normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830
	Vibration Puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835
Ferme	Vibration Faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835
	Vibration Normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840
	Vibration Puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845
-Sable roulé et gravier concassé =-0,01 -Sable et gravier concassé =-0,03						

20 mm \leq Dmax \leq 31,5 mm le coefficient Compacité $\gamma = 0,827$

γ corrigée = 0,827 - 0,01 = 0,826

Volume total : Vt = 1000 x γ = 826 L

Volume absolu de ciment Vc = C / γ_c = 132,9 L

Volume absolu des granulats Vg = Vt - Vc = 693,1 L

Le tableau (I.2) résume le dosage pondéral des granulats.

Tableau I.5: Dosage pondéral des granulats.

Désignations des granulats	VG (%)	Volume totale de Granulat (L)	Volume (L)	Masse volumique (kg/m ³)	Dosage granulaire (kg)
Ciment	-	-	132,9	3,01	400
Eau	-	-	195,12	1	195,12
Sc	0,40	683,1	273,24	2,61	713,15
G3/8	0,17		116,127	2,6	301,93
G8/15	0,29		198,09	2,66	526,92
G15/25	0,14		95,63	2,65	253,42
				E/C	0,49

I.3.1.2 Résistances

- **Résistance à la compression :**

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa bonne résistance à la compression (à 28 jours d'âge notée « fc28 »). Cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} en MPa. Obtenu au jour considéré. Elle est évaluée par la formule :

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

$$f_{c28} = \frac{j}{4.67+0.83j} \times f_{C28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{C28} \quad \text{si } j > 28j$$

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

$$f_{c28} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{C28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = f_{C28} \quad \text{si } j > 28j$$

On prendra $f_{c28} = 35$ MPa.

- **Résistance à la traction :**

Résistance à la traction Elle est déterminée par plusieurs essais. La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation.

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{ij} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

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

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2.70 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

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

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)} \rightarrow E_{i28} = 35981.72 \text{ (MPa)}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) sont très influant :

$$E_{v28} = 3700 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)} \rightarrow E_{v28} = 12102.94 \text{ (MPa)}$$

- **Coefficient du Poisson :**
- $\nu = 0.2$ Pour un béton considéré non fissuré à L'E.LS pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$ Pour un béton fissuré à L'E.L.U pour le calcul des sollicitations.

I.3.1.3 Contraintes Limites

- **Etat limite ultime :**

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

- La résistance de tous les éléments de la construction.
- La stabilité de ces éléments en tenant compte des effets du 2^{ème} ordre.
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

Avec :

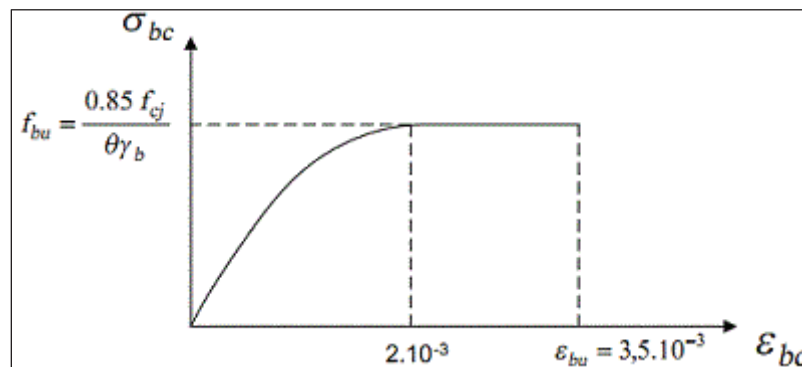
γ_b : Coefficient de sécurité ayant pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ Cas des actions courantes transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ Cas des actions accidentelles.

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

La figure (I.4) montre la courbe " Contrainte – déformation du béton en compression à l'ELU"



FigureI.4: Diagramme Contraintes – Déformations du béton en compression à l'ELU.

- **Etat limite de service « E.LS »**

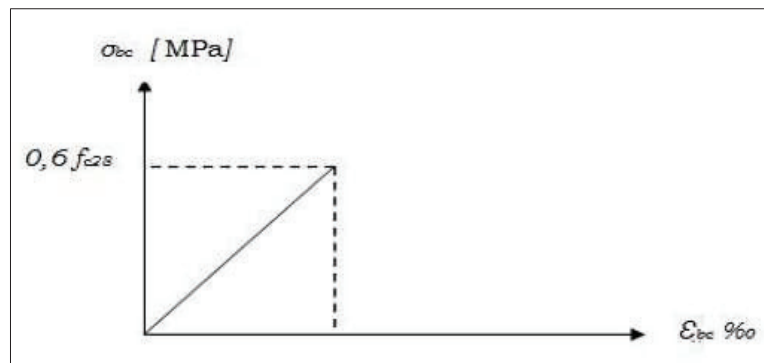
C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort.
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

La figure (I.5) montre la courbe “ Contrainte – déformation du béton en compression à l’ELS”



FigureI.5: Diagramme Contraintes -Déformations du béton en compression à l’ELS.

I.3.2 Acier :

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

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d’avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement stipule que :

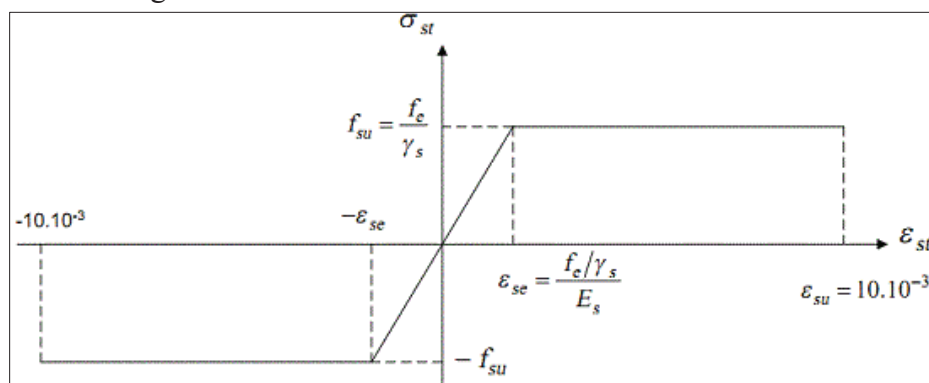
- L’allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors zone de striction.
- Il y a lieu d’éviter les barres lisses.
- Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Pour notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500. Qui garantissent une très bonne résistance à la traction de l’ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n’est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture.

Caractéristiques mécaniques :

- Etat Limite Ultime « E.L.U »:

La figure (I.6) illustrée le diagramme “ contraintes – déformations de l’acier à l’ELU”.



FigureI.6: Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier à l’ELU.

σ_s : Contrainte de l'acier.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \quad \text{cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \quad \text{cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

Le tableau (I.7) résume les différentes contraintes selon les nuances de l'acier :

Tableau I.6: Contraintes de l'acier selon les nuances.

Nuance	f_e (MPa)	f_r (Mpa)	$\epsilon_{es} \times 10^{-3}$	$\epsilon_{rs} \times 10^{-3}$
Fe E22	215	330.490	1.075	220
Fe E24	235	410.490	1.175	250
Fe E40	400	480.000	2.000	140
Fe E50	500	550.000	2.500	120

• **Etat limite de service « E.L.S » :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification

Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$

Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \}$

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

I.3.2.2 Module d'Elasticité de l'acier :

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s=200\ 000$ MPa.

I.3.3 Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation est égale à : f_e/γ_s .

Haute adhérence :

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa Situation durable pour } \gamma_s = 1.15 .$$

$$\sigma_s = 500 \text{ MPa Situation accidentelle pour } \gamma_s = 1 .$$

Allongement à la rupture : $\epsilon_s = 10\%$

I.4 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

Le classement d'un ouvrage nécessite la connaissance de plusieurs paramètres définis par le **RPA99/version 2003**.

I.4.1 Classification des zones sismiques

Le **RPA99/version 2003** définit cinq zones sismiques :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Notre projet est situé à La Wilaya d'Oran selon (**ANNEXE I. RPA99/version 2003**) , nous sommes en **zone IIa**.

I.4.2 Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par les collectivités.

Notre ouvrage est un bâtiment à usage principalement habitation avec une hauteur totale de $55.98\text{m} > 48 \text{ m}$ ce qui implique que notre ouvrage est classe comme :

Comme un ouvrage de grande importance Groupe **1B**.

I.4.3 Classification du site :

D'après le **RPA99/version 2003** et selon les résultats des essais pressiométriques, le site est un **site ferme de classe S2**.

I.4.4 Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La structure en béton armé avec un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé avec justification d'interaction portiques -voiles (catégories4.a).



CHAPITRE II

**PREDIMENSIONNEMENT ET
DESCENTE DES CHARGES**

II.1 INTRODUCTION

Le prédimensionnement d'un bâtiment est une étape essentielle dans la conception de tout projet de construction. Le but du prédimensionnement est de déterminer les dimensions approximatives des éléments structurels du bâtiment, tels que les poutres, les poteaux, les murs porteurs et les fondations, en fonction des charges prévues et de la géométrie globale du bâtiment. Le Prédimensionnement est réalisé conformément aux prescriptions données par le **RPA 99/version 2003**, le **BAEL 91** et le **CBA 93**.

II.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PORTEURS

II.2.1 Planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan. Leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques et les voiles. Ce sont aussi des éléments de contreventement horizontal qui doivent être capables de distribuer, sans se déformer dans leur plan, les efforts sismiques aux voiles et aux portiques (éléments de contreventement verticaux).

De plus les plancher isolent entre les différents étages de point de vue thermique et acoustique Dans notre cas nous avons opté pour des planchers en dalle pleine (parce qu'on a des grandes portées).

Condition de résistance à la flexion

$$l_x < l_y$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6.9}{7.5} = 0.92$$

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

Donc :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$0.15 \leq e \leq 17.5$$

On prend $e = 16$ cm

Resistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

Condition phonique

Le confort d'une bonne isolation phonique exige une épaisseur minimale de 16 cm donc on prend $e=16$ cm.

L'épaisseur de la dalle en béton armée des dalles sera de 16 cm.

Tableau II.1: Descente des charges plancher terrasse (inaccessible).

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
1	Gravillons de protection roulé	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton pour forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5	Plancher dalle pleine	0.16	25	4
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	7.68

Sur charge d'exploitation : $Q = 1\text{KN/m}^2$

Tableau II.2: Descente des charges plancher terrasse (accessible).

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose de ciment	0.02	20	0.4
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
6	Plancher dalle pleine	0.16	25	4
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	7.72

Sur charge d'exploitation : $Q = 1.5\text{KN/m}^2$.

Tableau II.3: Descente des charges plancher RDC, MEZZANINE, 1^{er} →14^{eme} étage.

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Plancher dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons	0.1	10	1
			G	6.4

- RDC -MEZZANINE (locaux d'usage commerciale) : $Q = 5\text{ KN/m}^2$.
- 1er étage (locaux d'usage remise en forme) $Q = 5\text{ KN/m}^2$.
- 2em→14 em étage (locaux d'usage d'habitation) $Q = 1.5\text{ KN/m}^2$.

Les tableaux (II.1) a (II.3) résument les charges permanentes et les sur charges d'exploitation surfaciques des planchers terrasses, étages courants, mezzanine et rez-de-chaussée.

II.2.2 Voiles

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, nous avons prévu des murs voiles, dimensionnés selon le **RPA99 / version 2003**.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$l \geq 4e \rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{RPA99 /version 2003 Art. 7.7.1})$$

$e_{\min} = 15 \text{ cm}$.

Avec : h_e : Hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

Pour $h_e = 374 \text{ cm}$ (RDC/1ER étage) : $e \geq 374/20 = 18.7 \text{ cm}$

Pour $h_e = 365 \text{ cm}$ (SS/ étage courant) : $e \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm}$

Pour $h_e = 275 \text{ cm}$ (MEZZANINE) : $e \geq 275/20 = 12.75 \text{ cm}$

On prend $e=20 \text{ cm}$ pour tous les étages.

Vérification de longueur : $L \geq 4 e = 80 \text{ cm}$

Tous les voiles ont une longueur supérieure ou égale à 80 cm.

La figure (II .1) et la figure (II .2) schématisent les dimensions des voiles.

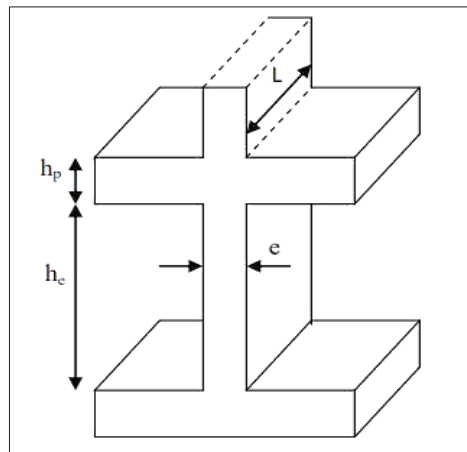


Figure II.1: Coupe du voile en élévation.

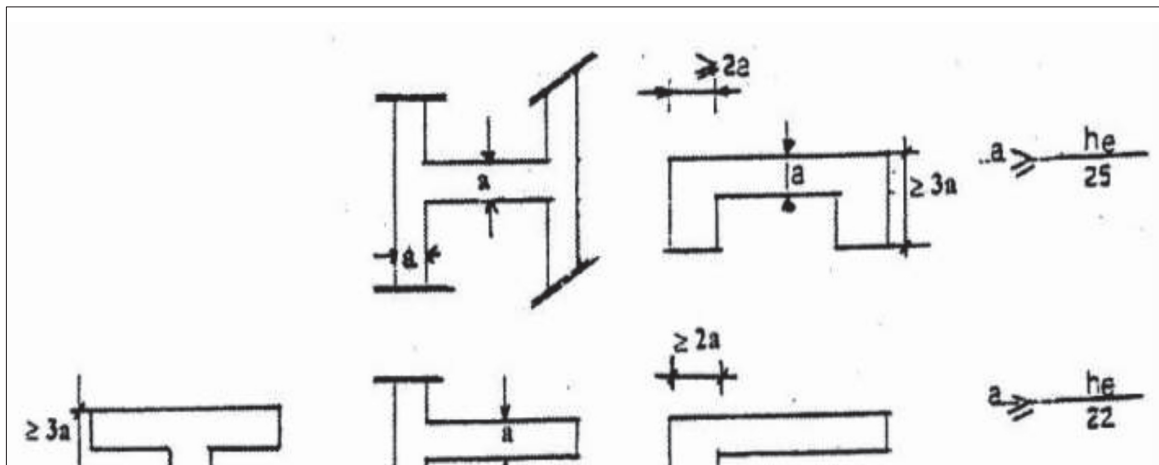


Figure II.2: Coupes de voiles en plan.

II.2.3 Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé leurs section doivent respecter le critère de rigidité selon le **BAEL 91** ainsi que les conditions imposées par (**RPA99/Version2003**).

Selon le **BAEL 91 modifié 99** :

La hauteur h de la poutre doit être : $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$

La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Selon l'article 7.5.1 du **DTR BC. 2.48 (RPA99/Version2003)** :

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

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

Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$.

Avec :

- L : Portée de la poutre.

- h : Hauteur de la section.

- b : Largeur de la section.

Poutres transversales (Principale): $L = 6.9$ m

Selon le **BAEL** :

$$0.46 \leq h \leq 0.69 \quad \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

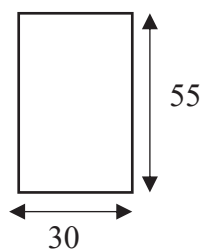
$$0.165 \leq b \leq 0.385 \quad \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon le **RPA99/Version2003**

$b \geq 20$ cm. Vérifiée.

$h \geq 30$ cm Vérifiée.

$h/b \leq 4$ Vérifiée.



Poutres longitudinales (Secondaire): $L = 7.5$

Selon le **BAEL** :

$$0.5 \leq h \leq 0.75 \quad \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

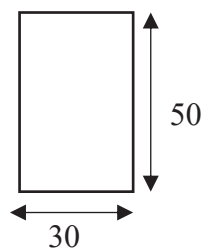
$$0.15 \leq b \leq 0.35 \quad \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Vérification selon le **RPA99/Version2003** :

$b \geq 20$ cm. Vérifiée.

$h \geq 30$ cm. Vérifiée.

$h/b \leq 4$. Vérifiée.



II.2.4 Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs essentiels dans une structure. Ils sont généralement conçus pour reprendre les charges verticales du plancher et des poutres qui les supportent, ainsi que les charges horizontales telles que celles dues au vent ou aux séismes. Les poteaux transmettent ensuite ces charges aux fondations qui les répartissent dans le sol. Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire aux conditions Imposées par le **RPA99/Version2003**, et le **CBA 93**.

On procèdera par la descente des charges puis par a loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux le plus sollicités (défavorable) de la structure.

Ces poteaux doivent satisfaire le critère de la stabilité au flambement et le critère de résistance
Critère de résistance :

N_u : effort normal ultime de compression $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

N_G effort normal due aux charges permanentes.

N_Q effort normal due aux surcharges d'exploitations.

α : coefficient de réduction tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

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

l_f : Longueur de flambement ; dans notre cas : $l_f = 0.7l_0$ (poteau encasté a la base et articulé au sommet).

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section .

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

La figure (II .3) montre la section réduite d'une section d'un poteau.

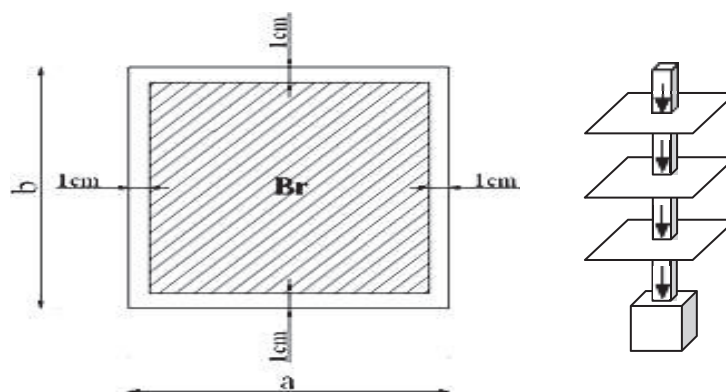


Figure II.3: Section réduite du poteau.

A_s : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul, on prend $A_s = 0.8\% B_r$ (zone IIa)

Selon le « **RPA 99/Version2003** » : $\frac{A_s}{B} = 0.8$

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

$$\lambda=35 \rightarrow \alpha=0.708$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{Asfe}{Br\gamma_s} \right)} = Nu \times 0.064$$

Poteau central

Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (3.45 \times 3.4) + (2.975 \times 3.4) + (2.975 \times 3.75) + (3.75 \times 3.45) = 45.938 \text{ m}^2$$

Evaluation des charges verticales

En admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelle, poutre) ainsi que celles des travées prises en compte, on doit majorer les charges évaluées pour un portique dans le plan.

Dans le cas des portiques dans les deux directions les majorations sont :

- 15% si le poteau est plus d'une fois voisin d'un poteau de rive.
- 10% si le poteau est une fois voisin d'un poteau de rive.

$$S' = 1.15 \times S = 1.15 \times 45.938 = 52.83 \text{ m}^2$$

Niveau MEZZANINE :

$$\text{Plancher dalle pleine : } G_{dp} = 6.4 \times 52.83 = 338.092 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres (PP+PS) : } G_p = 25[(0.3 \times 0.55) \times 6.425 + (0.3 \times 0.5) \times 6.58] = 52.19 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges : } Q = 5 \times 52.83 = 264.15 \text{ KN}$$

$$GT = 390.282 \text{ KN ;}$$

$$Q = 264.15 \text{ KN}$$

Niveau 1 REMISE EN FORME :

$$\text{Plancher dalle pleine : } G_{dp} = 6.4 \times 52.83 = 338.092 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres (PP+PS) : } G_p = 25[(0.3 \times 0.55) \times 6.425 + (0.3 \times 0.5) \times 6.58] = 52.19 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge : } Q = 5 \times 52.83 = 264.15 \text{ KN}$$

$$GT = 390.282 \text{ KN}$$

$$Q = 264.15 \text{ KN}$$

Niveau ETAGE COURANT 2 → 14^{ème} :

$$\text{Plancher dalle pleine : } G_{dp} = 6.4 \times 53.83 = 338.092 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres (PP+PS) : } G_p = 25[(0.3 \times 0.55) \times 6.425 + (0.3 \times 0.5) \times 6.58] = 52.19 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge : } Q = 1.5 \times 52.83 = 79.245 \text{ KN}$$

$$GT = 390.282 \text{ KN}$$

$$Q = 79.245 \text{ KN}$$

Niveau 15 :

Terrasse accessible

Plancher dalle pleine : $G_{ta} = 6.4 \times 39.997 = 255.982 \text{ KN}$

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0.3 \times 0.55) \times 6.425 + (0.3 \times 0.5) \times 6.58] = 52.19 \text{ KN}$

Surcharges: $Q = 1.5 \times 39.997 = 60 \text{ KN}$

$G_{Ta} = 255.982 \text{ KN} ;$

$Q_{Ta} = 60 \text{ KN}$

Bassin d'eau :

$S_{ps} = 3.75 \times 2.975 = 11.16 \text{ m}^2$

$S'_{ps} = 11.16 \times 1.15 = 12.83 \text{ m}^2$

L'eau

$G' = 1.2 \times \rho_e = 0.12 \text{ KN/m}^2$

$G = 0.12 \times 12.83 = 1.4 \text{ KN}$

Plancher dalle pleine :

$G_{cc} = 12.83 \times 6.4 = 82.112 \text{ KN}$

$G_{ps} = 83.512 \text{ KN}$

$Q_{ps} = 1.5 \times 12.83 = 19.245 \text{ KN}$

$G_{15em} = G_{Ta} + G_{ps} = 391.68 \text{ KN}$

$Q_{15em} = Q_{ps} + Q_{Ta} = 79.245 \text{ KN}$

Le tableau (II.4) résume les différents résultats

Tableau II.4: Résultat des charges Q et G par Niveau.

LA CHARGE	POTEAU CENTRAL	
	G (t)	Q (t)
Niveau 15	39.168	7.9245
Niveau ETAGE COURANT 2 → 14 em	39.0282	7.9245
Niveau 1 REMISE EN FORME	39.0282	26.415
Niveau MEZZANINE	39.0282	26.415

La dégression des charges (D.T.R B.C.2.2 article 6.3)

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4..... $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage 5 $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Avec Q_0 : Surcharge d’exploitation de la terrasse.

n : numéro de l’étage du haut vers le bas

Le tableau (II.5) résume les résultats de la dégression.

Tableau II.5: La dégression des charges d’exploitation.

Niveau	Q (t)	Q dégraissée (t)
15 ^{eme} étage	79.245	79.245
14 ^{eme} étage	79.245	158.49
13 ^{eme} étage	79.245	229.81
12 ^{eme} étage	79.245	293.21
11 ^{eme} étage	79.245	348.68
10 ^{eme} étage	79.245	396.225
9 ^{eme} étage	79.245	435.85
8 ^{eme} étage	79.245	473.1
7 ^{eme} étage	79.245	510.34
6 ^{eme} étage	79.245	549.96
5 ^{eme} étage	79.245	594.34
4 ^{eme} étage	79.245	628.41
3 ^{eme} étage	79.245	668.83
2 ^{eme} étage	79.245	707.65
1 ^{er} étage	79.245	864.91
Mezzanine	79.245	1014.34

Tableau II.6: Estimation des sections droites (Poteaux centraux).

Niveau	G (KN)	N _G (KN)	Q (KN)	N _Q (KN)	N _{UL} (KN)	B _r (m ²)	a _r (m)	A (m ²)	a x b (cm ²)
15 ^{eme} étage	391.68	39.160	79.245	7.925	64.753	0.042	0.204	0.224	55*55
14 ^{eme} étage	390.282	78.196	79.245	15.849	129.338	0.083	0.288	0.308	55*55
13 ^{eme} étage	390.282	117.224	79.245	22.981	192.724	0.124	0.352	0.372	55*55
12 ^{eme} étage	390.282	156.253	79.245	29.321	254.923	0.164	0.405	0.425	55*55
11 ^{eme} étage	390.282	195.280	79.245	34.868	315.930	0.203	0.450	0.470	55*55
10 ^{eme} étage	390.282	234.309	79.245	39.623	375.751	0.241	0.491	0.511	55*55
9 ^{eme} étage	390.282	273.337	79.245	43.585	434.382	0.279	0.528	0.548	70*70
8 ^{eme} étage	390.282	312.365	79.245	47.310	492.658	0.316	0.562	0.582	70*70
7 ^{eme} étage	390.282	353.193	79.245	51.034	553.362	0.355	0.596	0.616	70*70
6 ^{eme} étage	390.282	390.422	79.245	54.996	609.564	0.391	0.626	0.646	70*70
5 ^{eme} étage	390.282	429.450	79.245	59.434	668.909	0.429	0.655	0.675	70*70
4 ^{eme} étage	390.282	468.478	79.245	62.841	726.707	0.467	0.683	0.703	85*85
3 ^{eme} étage	390.282	507.506	79.245	66.883	785.458	0.504	0.710	0.730	85*85
2 ^{eme} étage	390.282	546.535	79.245	70.765	843.970	0.542	0.736	0.756	85*85
1 ^{er} étage	390.282	585.563	264.15	86.491	920.247	0.591	0.769	0.789	85*85
Mezzanine	390.282	624.591	264.15	101.43	995.349	0.639	0.799	0.819	85*85

Vérification des conditions de RPA 99/ version 2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l’article 7.4.1 du RPA99/version 2003. Les conditions sont résumées dans le tableau (II.7) ci-après.

Tableau II.7: Vérification des conditions de RPA 99 /version 2003.

Niveau	Poteaux	Min (a , b) ≥ 25	he (m)	he/20 (m)	Min (a, b) ≥ he /20	a / b	1/4 ≤ b/ a ≤ 4
15 ^{eme} étage	55*55	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
14 ^{eme} étage	55*55	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
13 ^{eme} étage	55*55	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
12 ^{eme} étage	55*55	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
11 ^{eme} étage	55*55	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
10 ^{eme} étage	55*55	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
9 ^{eme} étage	70*70	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
8 ^{eme} étage	70*70	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
7 ^{eme} étage	70*70	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
6 ^{eme} étage	70*70	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
5 ^{eme} étage	70*70	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
4 ^{eme} étage	85*85	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
3 ^{eme} étage	85*85	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
2 ^{eme} étage	85*85	Vérifié	3.06	0.153	Vérifié	1	Vérifié
1 ^{er} étage	85*85	Vérifié	3.74	0.187	Vérifié	1	Vérifié
Mezzanine	85*85	Vérifie	2.55	0.1275	Vérifié	1	Vérifié

Critère de flambement : Il faut vérifier que : $\lambda = l_f / i \leq 35$

l_f : longueur de flambement ;

l_0 : longueur libre du poteau ;

K_0 : 0.7 poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Rayon de giration i : $i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$;

Moment d'inertie I : $I = \frac{a^4}{12}$

Tableau II.8: Vérification du Critère de flambement.

Niveau	Poteaux	l_0 (m)	l_f (m)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ	Condition
15 ^{eme} étage	55*55	3.06	2,142	762552,08	3025	15,877	13,49	Vérifiée
14 ^{eme} étage	55*55	3.06	2,142	762552,08	3025	15,877	13,49	Vérifiée
13 ^{eme} étage	55*55	3.06	2,142	762552,08	3025	15,877	13,49	Vérifiée
12 ^{eme} étage	55*55	3.06	2,142	762552,08	3025	15,877	13,49	Vérifiée
11 ^{eme} étage	55*55	3.06	2,142	762552,08	3025	15,877	13,49	Vérifiée
10 ^{eme} étage	55*55	3.06	2,142	762552,08	3025	15,877	13,49	Vérifiée
9 ^{eme} étage	70*70	3.06	2,142	2000833,33	4900	20,207	10,60	Vérifiée
8 ^{eme} étage	70*70	3.06	2,142	2000833,33	4900	20,207	10,60	Vérifiée
7 ^{eme} étage	70*70	3.06	2,142	2000833,33	4900	20,207	10,60	Vérifiée
6 ^{eme} étage	70*70	3.06	2,142	2000833,33	4900	20,207	10,60	Vérifiée
5 ^{eme} étage	70*70	3.06	2,142	2000833,33	4900	20,207	10,60	Vérifiée
4 ^{eme} étage	85*85	3.06	2,142	4350052,08	7225	24,537	8,73	Vérifiée
3 ^{eme} étage	85*85	3.06	2,142	4350052,08	7225	24,537	8,73	Vérifiée
2 ^{eme} étage	85*85	3.06	2,142	4350052,08	7225	24,537	8,73	Vérifiée
1 ^{er} étage	85*85	3.74	2,625	4350052,08	7225	24,537	10,70	Vérifiée
Mezzanine	85*85	2.55	1,785	4350052,08	7225	24,537	7,27	Vérifiée

II.3 PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

II.3.1 Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection entourant la terrasse du bâtiment, il est considéré comme une console verticale, encadré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort normal dû à son poids propre G , et à une surcharge due à une main courante Q . Nous avons choisi deux types d'acrotères :

Premier acrotère pour la terrasse inaccessible : Sa hauteur est de 60 cm, son épaisseur est de 10 cm.

Deuxième acrotère pour la terrasse accessible : Sa hauteur est de 100 cm, son épaisseur est de 10 cm.

La console sera calculée à la flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

Evaluation des charges :

Surface du 1^{er} acrotère : $St = (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02 \times 0.5) = 0.069 \text{ m}^2$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,725 \text{ KN/ml}$

La figure (II.4) montre une coupe transversale d'un acrotère.

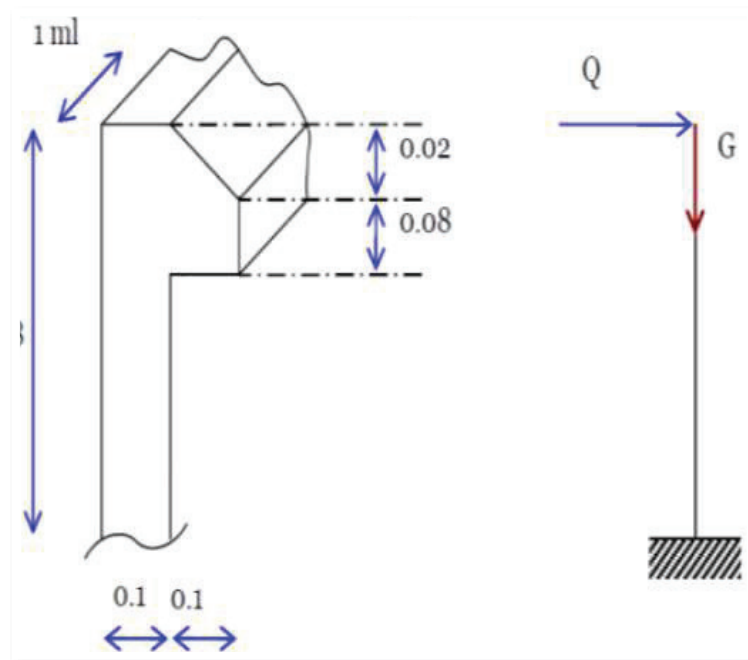


Figure II.4: Coupe transversale de l'acrotère.

Surface du 2^{ème} acrotère : $St = (0.1 \times 1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02 \times 0.5) = 0.109 \text{ m}^2$

Poids propre de l'acrotère : $G = 2,725 \text{ KN/ml}$

II.3.2 Balcon :

Le balcon est en dalle pleine, la figure (II.5) montre une coupe transversale d'un balcon et ses constituants.

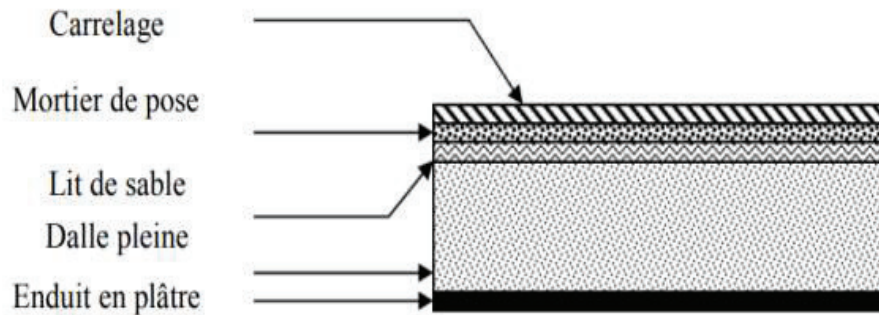


Figure II.5: Coupe porte à faux (Balcon).

Condition de résistance à la flexion

$$l_x < l_y \quad \frac{l_x}{l_y} = 1.2/5.88 = 0.2 \leq 0.4$$

$$\text{Donc on a : } \frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20}$$

$$0.04 \leq e \leq 0.6 \quad \text{et on prend } e = 6\text{cm}$$

Resistance au feu

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

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu.

On prend $e=16\text{cm}$

Le tableau (II.9) résume la descente des charges au niveau du balcon.

Tableau II.9: Descente des charges du balcon.

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
4	Plancher dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G	5.4

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.3.3 Escaliers

Un escalier est constitué d'une succession de marche qui sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

Types d'escaliers :

Dans la mesure où les dimensions de l'espace réservé à l'escalier le permettent, il est possible de concevoir un escalier de n'importe quelle forme de cage. Cela dépendra des contraintes de l'espace disponible, du budget alloué pour la construction, des préférences esthétiques et

fonctionnelles de l'utilisateur final, ainsi que des réglementations en matière de sécurité et d'accessibilité.

On distingue notamment, les escaliers :

L'escalier 1/4 tournant, 2/4 tournant et 1/2 tournant (balancé).

A palier intermédiaires.

Limon apparent sur le côté.

Marche en débord sur le limon

Selon les plans architecturaux on distingue :

A) Escalier qui communique entre les quatre sous-sols et le RDC :

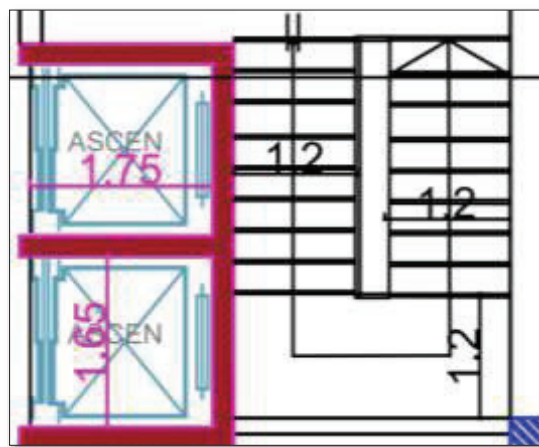


Figure II.6: Vue en plan d'escalier sous-sol – RDC.

Un escalier est déterminé par :

La marche est la partie horizontale, là où l'on marche.

La contremarche est la partie verticale, contre la marche.

L'embranchement : est la longueur utile de chaque marche.

Le giron : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.

La paillasse : supporte les marches.

Volée : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

La figure (II.7) montre un type d'escalier avec des paliers de repos et paillasse.

Pour le dimensionnement de l'escalier, on utilise la relation de Blondel

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

Hauteur d'étage $H=3.06$ m \Rightarrow Hauteur de la volée $he=1.53$ m

Giron $25 \leq g \leq 32 \Rightarrow g=30$ cm

Hauteur de contre marche $16.52 \leq h \leq 17.5 \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$ vérifiée.

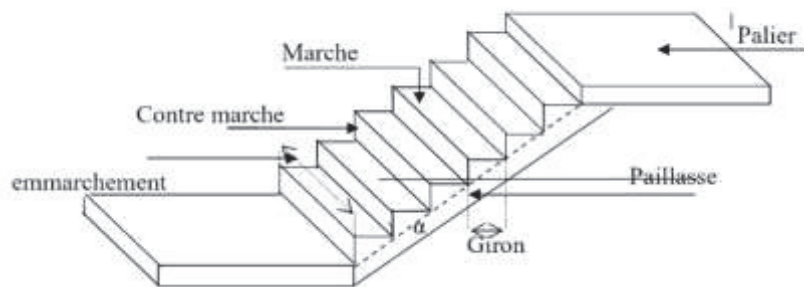


Figure II.7: Schéma d'escalier.

Nombre de contre marche $n_c = h_e/h = 9$ contre marches.

Nombre de marche par volée $n = n_c - 1 = 8$ marches.

Longueur de la ligne de foulée $L_1 = g \times (n_c - 1) = 2.4 \text{ m}$.

L'inclinaison de paillasse $\tan \alpha = h_e/L_1 = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.49^\circ$.

Longueur de la paillasse $L = h_e / \tan \alpha \Rightarrow L = 2.4 \text{ m}$.

L'épaisseur du paillasse $L/20 \leq e \leq L/30 \Rightarrow e = 10 \text{ cm}$.

B) Escalier qui communique du RDC jusqu'à 15^{ème} étage :

L'escalier à deux quartiers tournants ou à deux quarts tournants.

Le changement de direction est de 180° .

L'appellation « quartier tournant » désigne la portion de l'escalier qui assure le changement de direction soit à l'aide de marches balancées, soit par l'intermédiaire d'un palier de repos. Dans la pratique cette dénomination est surtout employée pour les escaliers balancés.

La figure (II.8) montre l'escalier balancé de notre projet.

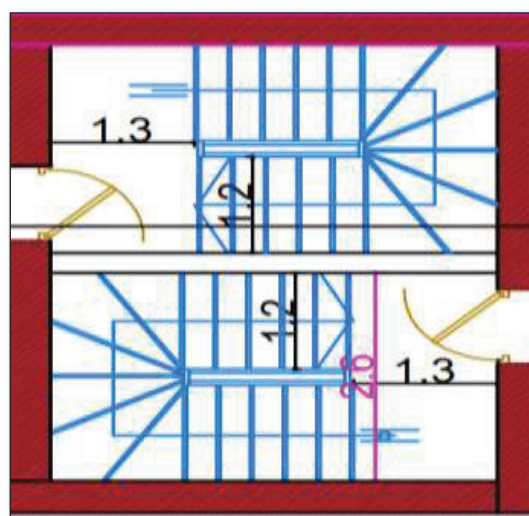


Figure II.8: Vue en plan d'escalier RDC-15^{ème} étage.

H=3.06 m

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL** : $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ Avec :

h=17cm ; hauteur de la marche (contre marche).

g=30cm ; largeur de la marche.

$H = n \times h$; $h = H/n$; $L = (n-1).g$; $g=L / (n-1)$.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux Voles différentes.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée, on trouve :

Donc : $306/17=18 \Rightarrow$ on a 18 contre marche.

1^{er} et 3^{eme} volé :

Hauteur de la volée $H=17*6 = 102 \text{ cm}$

Longueur de la volée $L = (n-1).g = 5*30 = 150 \text{ cm}$

L'inclinaison de la Paillasse : $\text{tg } \alpha = 102/150 = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$

Epaisseur de l'escalier : $L_R/30 \leq e_p \leq L_R/20$ Avec $L_R^2 = 150^2 + 102^2 \Rightarrow L_R = 181.4 \text{ cm}$

$6.04 \leq e_p \leq 9.07$; On adopte $e_p = 9 \text{ cm}$

En tenant compte de la condition :

$e \geq 11\text{cm}$; Pour deux heures de coupe-feu.

Donc pour la paillasse en prend $e_v = 15 \text{ cm}$.

- Surcharge d'exploitation : **Q = 2. 5 KN/m2**

2^{ème} volée :

Régression des giron pour les marches balancées

Marche Balancée : Hauteur du balance H_B ; $h = H_B / n_c = 102/7 = 14.57 \text{ cm}$.

Tableau II.10: Descente des charges de chaque volée.

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
5	Mortier de ciment vertical	0.02	20	0.4
6	Poids propre de la paillasse	0.12	25	3
7	Poids propre des marches	0.17/2	22	1.87
8	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
9	Garde-corps	-	-	0.1
			G	7.21

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.3.4 Maçonnerie

Mur extérieurs

La maçonnerie des murs extérieurs est en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Le tableau (II .11) résume les résultats.

Tableau II.11: Descente des charges (Murs extérieurs).

N°	Désignation	e (m)	Poids volumique $\rho(\text{KN/m}^3)$	Poids G (KN /m^2)
1	Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.1	9	0.90
3	Briques creuses	0.1	9	0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.20
			G	2.4

Avec 30 % d'ouverture : $0.7 \times 2.4 = 1.68 \text{ kN/m}^2$.

G = 1.68 kN/m².

La figure (II.9) montre une coupe transversale du mur extérieur.

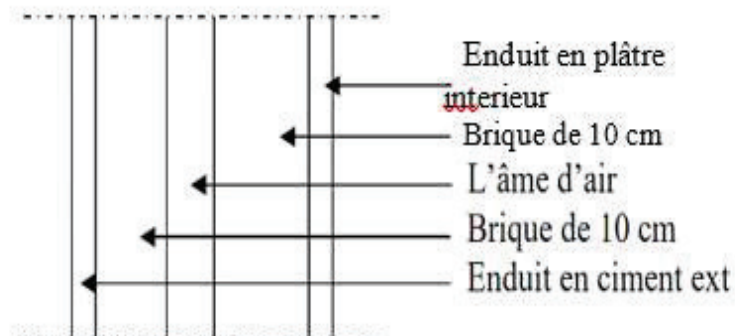


Figure II.9: Coupe transversale du mur extérieur.



CHAPITRE III

**CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

III.1 CALCUL DE L'ACROTÈRE

Il est nécessaire de procéder au calcul des sollicitations.

Surface :

$$S_t = (0.1 \times 0.6 + 0.08 \times 0.1 + 0.1 \times 0.02 \times 0.5)$$

$$S_t = 0.069 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,725 \text{ KN/ml}$

La figure (III.1) montre un schéma statique de l'acrotère.

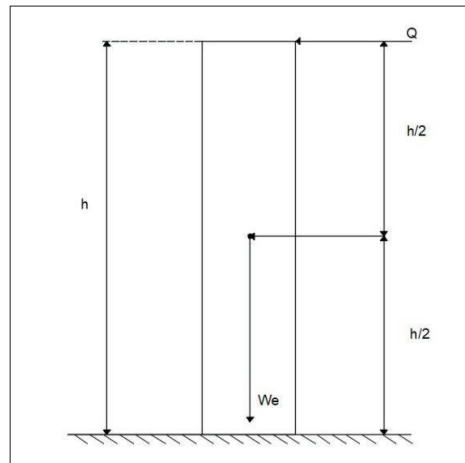


Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 Calcul des sollicitations

- Plancher Terrasse :

➤ ELU

$$N_u = 1,35 \times N_G = 2.329 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \text{ M } Q = 1,5 (1 \times 0,60) = 0.9 \text{ KN. ml}$$

➤ ELS

$$N_s = N_G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = 1 \times 0,60 = 0.60 \text{ KN. ml}$$

Vérification de l'effort du au séisme :

D'après le RPA99 /Version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

- A : coefficient d'accélération (zone IIa).
- C_p : facteur de force horizontale.
- W_p : poids de l'acrotère.
- Q : surcharge d'exploitation.
- F_p : surcharge due à la main courante.

Le tableau (III.1) résume les sollicitations.

Tableau III.1: Evaluation de la charge (poids de l'acrotère).

A	C _p	W _p (KN/ml)	F _p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,2	0,60	1.725	0.828	1

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1.725 \text{ KN} ; N_Q = 0 \text{ KN} ; N_{Fp} = 0 \text{ KN} ; V_G = 0 \text{ KN} ; V_Q = 1 \text{ KN} ; F_p = 0.828 \text{ KN},$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = Q \times h \rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times h/2 = 0.828 \times 0.3 \rightarrow M_{Fp} = 0.2484 \text{ KN.m}$$

Le tableau (III.2) résume les efforts internes sous différentes combinaisons.

Tableau III.2: Calcul des sollicitations.

	Combinaisons	Les moments (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
ELU	1.35G+1.5Q	$M_1 = 1.35M_G + 1.5M_Q$ $M_1 = 0.9 \text{ KN. M}$	$V_{u1} = 1.35V_G + 1.5V_Q$ $V_{u1} = 1.5 \text{ KN}$
ELS	G+Q	$M_2 = M_G + M_Q$ $M_2 = M_Q = 0.6 \text{ KN. M}$	$V_{u2} = V_G + V_Q$ $V_{u2} = V_Q = 1 \text{ KN}$
ELA	G+Q+E	$M_3 = M_G + M_Q + M_E$ $M_3 = 0.8484 \text{ KN.m}$	$V_{u3} = V_Q + F_p$ $V_{u3} = 1.828 \text{ KN}$
	G+Q-E	$M_3 = M_G + M_Q - M_E$ $M_3 = 0.3516 \text{ KN.m}$	$V_{u3} = V_Q - F_p$ $V_{u3} = 0.172 \text{ KN}$
	0.8G+E	$M_4 = 0.8M_G + M_E$ $M_4 = 0.2484 \text{ KN.m}$	$V_{u4} = F_p$ $V_{u4} = 0.828 \text{ KN}$
	0.8G-E	$M_5 = 0.8M_G - M_E$ $M_5 = -0.2484 \text{ KN.m}$	$V_{u5} = -F_p$ $V_{u5} = -0.828 \text{ KN}$

III.1.3 Calcul du ferrillage

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire

$$b = 100\text{cm}; h = 10\text{cm}; d = 0.9 \times h = 9\text{cm}.$$

- h : épaisseur de la section.
- b : Largeur de la section calculée.
- d : hauteur utile.

La figure (III.2) montre une section de l'acrotère

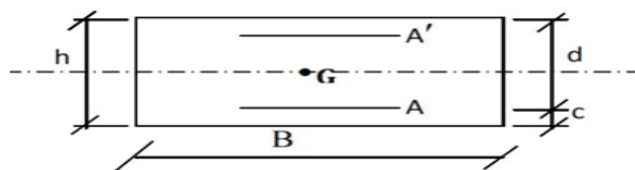


Figure III.2: Section de l'acrotère à calculer.

III.1.3.1 Calcul à ELU

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 19,83 \text{ MPa}$, $f_e = 500 \text{ MPa}$.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,329} = 0,386 \text{ m} = 38,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} < e_0 = 38,6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée **SPC** → Assimilation à la compression simple.

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0,9 + 2,329 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,993 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_A = \frac{M_{UA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_A = \frac{0,993 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 19,83} = 0,00618$$

FeE500; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ → $\mu_l = 0,372$

$\mu_A = 0,00618 < 0,356$ → Section sans aciers comprimés (SSAC)

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_A}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00618}}{0,8} = 0,00775$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,00775) = 0,08972$$

Pour: $\mu_A = 0,00618 < 0,186$ → $\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

$$A_u = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{UA}}{Z} - N_U \right] = \frac{1 \times 10^{-3}}{435} \left[\frac{0,993}{0,0897} - 1,725 \right] = 0,214 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **St = 25cm**.

- Armatures transversales :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2HA8** avec $A_r = 1,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement **St = 35cm**

III.1.3.2 Vérification à l'ELU

- Condition de non-fragilité (Art A.4.2.1 /BAEL 91) :

$A_u > A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28} b \times d}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \frac{2,7 \times 100 \times 9}{500} = 1,118 \text{ cm}^2$$

$A_u = 2,51 > A_{min} = 1,118$ → Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte tangentielle (art A.5.1.313/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{F_p + Q}{bd} = \frac{1.621}{1 \times 0.09} \times 10^{-3} = \mathbf{0.018 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0.018 \leq \bar{\tau}_u = 3.5 \rightarrow$ condition vérifiée.

• **Vérification de l'espacement :**

➤ **Armatures principales :**

$S_t = 25 < \min \{3h ; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 25 < \min \{30 ; 33\text{cm}\}$ Condition vérifiée.

➤ **Armatures transversales :**

$S_t = 35 < \min \{4h ; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t = 35 < \min \{40 ; 45\text{cm}\}$ Condition vérifiée.

III.1.3.3 Vérification à l'ELS

• **Vérification de la contrainte de compression :**

$A'_s = 0, A_s = 2.51 \text{ cm}^2, n = E_s/E_b = 15, \eta = 1.6$ (armature haute adhérence).

➤ **Pour le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

- X : Position de l'axe neutre.
- I₁ : Inertie de la section homogénéisée.

On détermine la position de l'axe neutre par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

$$50X^2 + 37.65X - 338.85 = 0$$

$$\mathbf{X = 2.254 \text{ cm}}$$

Moment d'inertie par rapport a l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}2.254^3 + 37.65(9 - 2.254)^2 = 2095.112 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6}{2095.112} \times 2.254 \times 10^3 \rightarrow \sigma_{bc} = \mathbf{0.645 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 0.645 < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Pour l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1.6 \times 2.7} \right\} = \min \{333.333 ; 250\} = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.6}{2095.112} \times (0.09 - 0.0254) \times 10^5 = 27,75 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 27.75 \leq \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2 CALCUL DES ESCALIERS

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire de dimension (b×h), Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tel que : b = 100cm ; h = 16 cm ; d = 0,9h = 0,9 × 16 = 14,4 cm.

III.2.1 Calcul des sollicitations

A l'aide de logiciel ROBOT, on a pu obtenir les sollicitations suivantes :

$$M_{Travée\ max} = 0.85 \times 35.92 = 30.53\ KN.m$$

$$M_{appui\ max} = 0.3 \times 35.92 = 10.77\ KN.M$$

Les figures (III.3) et (III.4) montrent les sollicitations obtenues.

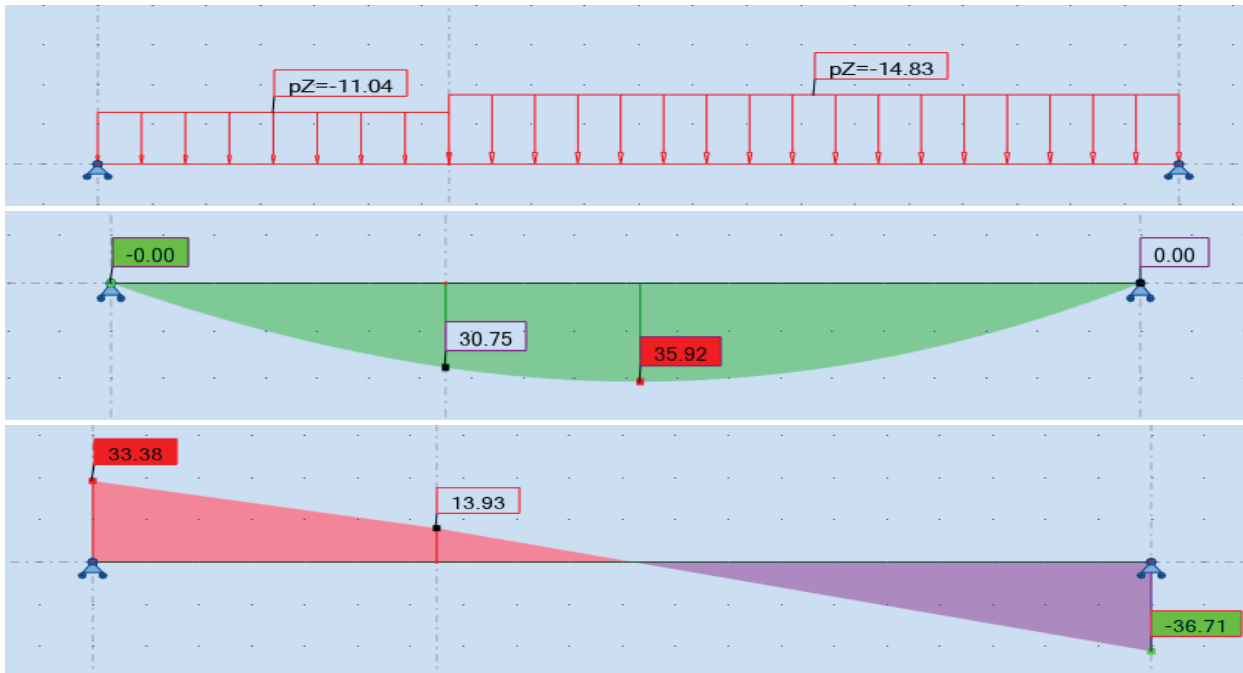


Figure III.3: Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELU.

$$M_{Travée\ max} = 0.85 \times 28.09 = 23.876\ KN.m$$

$$M_{appui\ max} = 0.3 \times 28.09 = 8.427\ KN.$$

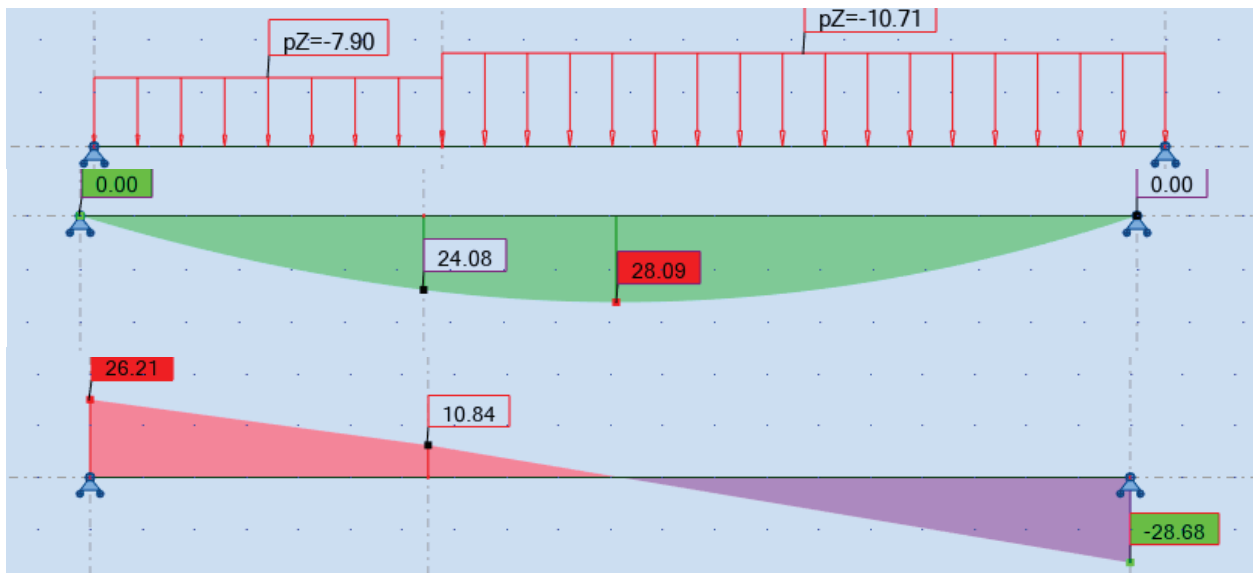


Figure III.4: Diagrammes des efforts internes d'escalier à l'ELS.

III.2.2 Calcul du ferrillage

III.2.2.1 Calcul à l'ELU

Le calcul est résumé dans le tableau (III.3).

Tableau III.3: Calcul du ferrailage à l'ELU d'escalier.

	Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_c$	A'S (cm ²)	α	Z (m)	A _s (cm ²)	Choix	A _s adp (cm ²)	St (cm)
Travée	30.53	0,074	Oui	0	0,097	0,138	4,41	5HA14	7.7	15
Appui	10.77	0,026	Oui	0	0,033	0,142	1,52	5HA12	5.65	20

Armatures de répartition :

➤ Travée :

$$A_r = A_s / 4 = 7.7 / 4 = 1.925 \text{ cm}^2$$

On opte **5HA8** avec **A_r = 2.51cm²** avec un espacement de **St = 35 cm**

➤ Appuis :

$$A_r = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.413 \text{ cm}^2$$

On opte **5HA8** avec **A_r = 2.51cm²** avec un espacement de **St = 35 cm**

III.2.2.2 Vérification à l'ELU

➤ Vérification de condition non-fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.7}{500} = 1.98$$

En appuis : **A_s = 7.7 > A_{min} = 1.98** → Condition vérifiée.

En travée : **A_s = 5.65 > A_{min} = 1.98** → Condition vérifiée.

➤ Vérification de l'espacement :

• Armatures longitudinales

$$St \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm} \rightarrow St \leq \min(48 ; 33) \text{ cm}$$

En travée :

$$15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$St \leq (4 \times h ; 45) \text{ cm} \rightarrow St \leq \min(64 ; 45) \text{ cm}$$

$$35 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification du contraint de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{36.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.229 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.229 < \bar{\tau}_u = 3.5 \rightarrow \text{Conditions vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.2.3 Vérification à l'ELS

➤ Travée :

$$A'_s = 0, \quad A_s = 7.7 \text{ cm}^2, \quad n = 15.$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

$$50X^2 + 115.5X - 1663.2 = 0$$

$$X = 4.727 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.727^3 + 115.5 \times (16 - 4.727)^2 = 18198.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.876 \times 10^5}{18198.55} \times 0.04727 \rightarrow \sigma_{bc} = 6.201 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.201 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appui :**

$$A'_s = 0, \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2, \quad n = 15.$$

$$\frac{bX^2}{2} + nA_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

$$50X^2 + 84.75X - 1220.4 = 0$$

$$X = 4.165 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3}4.165^3 + 84.75 \times (16 - 4.165)^2 = 14279.07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.427 \times 10^5}{14279.07} \times 0.04165 \rightarrow \sigma_{bc} = 2.458 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.458 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La figure (III.5) montre le schéma des armatures adoptées.

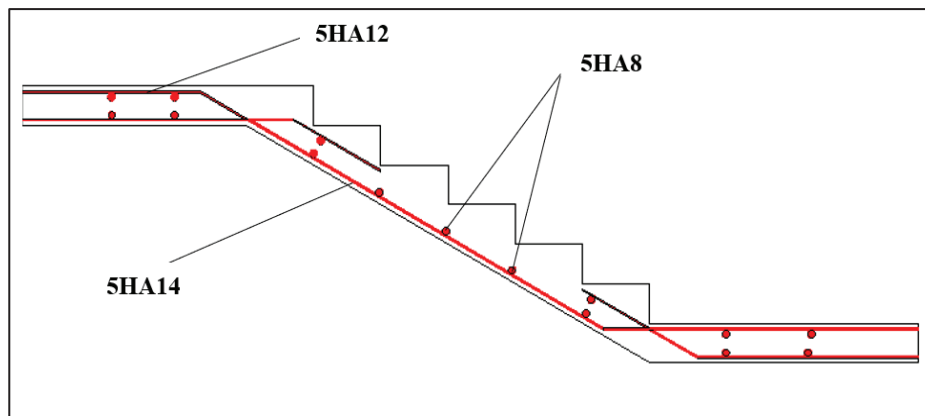


Figure III.5: Schéma du ferrailage de l'escalier.

III.3 ETUDE DU BALCON

La structure étudiée comporte un seul type de balcon en dalle pleine en porte à faux. Soumise à :

- Un poids propre.
- Une surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre, due au poids du garde-corps.
- Force de la main courante.

La figure (III.6) montre le schéma statique du balcon.

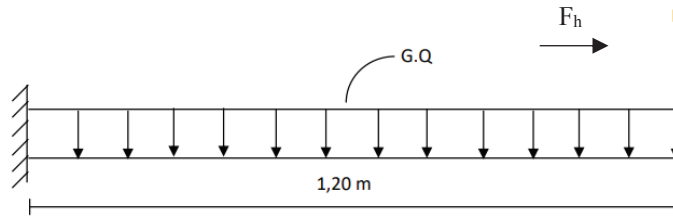


Figure III.6: Coupe longitudinale du balcon (charges et surcharges).

III.3.2 Calcul des sollicitations

Selon RPA2003 l'article 4.4.2. Composante verticale de l'action sismique Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique IIb et III. Donc dans notre cas on ne prend pas en considération l'action sismique.

➤ Charges et Surcharges :

La dalle G = 5.4 KN/m² ; Q = 3.5 KN/m².

Le mur extérieur : F = 1.5 x 0.5= 0.75 KN/ml.

La main courante : FH = 1 KN.

$$M(F_H) = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m.}$$

Le tableau (III.4) montre les combinaisons ELU/ELS.

Tableau III.4: Combinaison ELU/ELS.

Combinaison	Q(kN/ml)	F (KN)
ELU	1.35 x G + 1.5 x Q=12.54	1.012
ELS	8.9	0.75

Les tableaux (III.5) et (III.6) montrent les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

➤ A l'ELS

$$M_{ser} = \left(\frac{q_{ser}}{2} \times l^2\right) + (F_{ser} \times l) + (F_H \times 1) , T_{ser} = (F_{ser} + q_{ser} \times l)$$

Tableau III.5: Sollicitations à l'ELS.

l(m)	Mser (KN.m)	Tser(KN)
0	0	0.75
1.2	8.31	11.43

➤ A l'ELU

$$M_u = \left(\frac{qu}{2} \times l^2\right) + (F_u \times l) + 1,35 \times (F_H \times 1) , T_u = (F_u + qu \times l)$$

Tableau III.6: Sollicitations à l'ELU.

l(m)	Mu(KN.m)	Tu(KN)
0	0	1.01
1.2	11.6	16.06

III.3.3 Calcul du ferrailage

III.3.3.1 Calcul à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b x h)=(100x16) cm².

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 19,83 \text{ MPa}$; $d = 0,9 \times 16 = 14,4 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,6 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 19,83} = 0,0282$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_s} = 0,583 \quad \rightarrow \quad \mu_r = 0,8 \times \alpha_r \times (1 - 0,4 \alpha_r) = 0,358$$

$\mu < \mu_r \Rightarrow A_{s1} = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,0357$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,19 \text{ cm.}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10\% \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A_{s2} = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = 1,879 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_{s'} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_s = 1,879 \text{ cm}^2$

On Opte pour 4HA12 avec **$A_s = 4,53 \text{ cm}^2$**

➤ Armatures de répartition

$St < \min \{(33 \text{ et } 3h), (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge répartie, } (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée}\}$

$St < \min \{(33 \text{ et } 48), (22 \text{ et } 32)\}$

$St = 15 \text{ cm} \dots$ Condition Vérifiée.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{4,53}{4} = 1,1325 \text{ cm}^2$$

On Opte pour 4HA8 avec **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$** avec un espacement **$St = 15 \text{ cm}$**

III.3.3.2 Vérification à l'ELU

➤ Condition de non-fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Armatures principales :

$A_s = 4,53 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots$ Condition Vérifiée.

Armatures transversales :

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots$ Condition Vérifiée.

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{16,06}{1 \times 0,144} \times 10^{-3} = 0,111 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} \geq \tau \rightarrow$ Conditions vérifiées. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.3.3 Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes de compression :

$A'_s = 0$, $A_s = 4.53 \text{ cm}^2$, $n = E_s/E_b = 15$, $\eta = 1.6$ (armature haute adhérence).

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1} \times X \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + nA'_s(X - c') - nA_s(d - X) = 0$$

$A'_s = 0$, $A_s = 4.53 \text{ cm}^2$, $n = E_s/E_b = 15$

$$50X^2 + 67,8 X - 731,24 = 0$$

$$X = 3,206 \text{ cm}$$

Moment d'inertie par rapport a l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3}X^3 + nA_s(d - X)^2 = \frac{100}{3} 3,206^3 + 67,8 (10,8 - 3,206)^2 = 5008,368 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,31}{5008,368} \times 3,206 \times 10^3 \rightarrow \sigma_{bc} = 0.467 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.467 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Pour l'acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - X) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28} 0}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.7} \right\} = \min \{ 333.333 ; 250 \} = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7,31}{5008,36} \times (0.160 - 0.032) \times 10^5 = 28,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 28,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$h/l = 0.133 \geq 1/16 = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$AS/bd = 0.0031 < 4.2/f_e = 0.0084 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

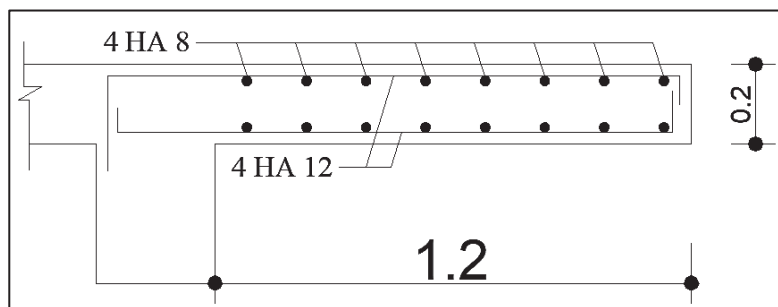


Figure III.7: Schéma du ferrailage des balcons.

III.4 CALCUL DE LA DALLE PLEINE

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ct). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Les planchers dans notre structure sont des dalles pleines.

III.4.1 Calcul des sollicitations

Le tableau (III.7) résume l'évaluation des charges et surcharges.

Tableau III.7: Evaluation des charges et surcharges.

G(KN)	6,4
Q(KN)	5
ELU(1,35G+1,5Q)	16,14
ELS (G+Q)	11,4

➤ Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,92$ et de coefficient de poisson ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par les abaques de Pigeand de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

Les tableau (III.8) et (III.9) résument les différentes résultats après interpolation :

Tableau III.8: Interpolation des coefficients μ_x et μ_y .

	ELU		ELS	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,9	0,0456	0,7845	0,0527	0,85100
0,92	0,04376	0,82618	0,05094	0,88036
0,95	0,041	0,8887	0,0483	0,9244

Tableau III.9: Sollicitations Q et M.

L_y	L_x	A	μ_x	μ_y	Q_u	M_x	M_y
7,5	6,9	0,92	0,043	0,826	16,14	33,626	27,78

Moments en travées : $M_{tx}=0,85 \times M_x= 28,58 \text{ KN.m/ml}$.

$M_{ty}=0,85 \times M_y= 23,61 \text{ KN.m/ml}$.

Moments sur appuis : $M_{ax}=0,5M_x= 16,8131 \text{ KN.m/ml}$

$M_{ay}=0,5 M_y=13,89 \text{ KN.m/ml}$

III.4.2 Calcul du ferrailage

III.4.2.1 Calcul à l'ELU

$b=100 \text{ cm}$; $h=16 \text{ cm}$; $d=14,4 \text{ cm}$; $d=1 \text{ m}$; $f_e=500 \text{ MPa}$; $f_{c28}=35 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,7 \text{ MPa}$; $\sigma_s=434.78 \text{ MPa}$.

Tableau III.10:Ferrailage de la dalle pleine.

		Mu(KN.m)	μ	$As'(cm^2)$	α	Z(cm)	$A_s(cm^2)$
Travée	x-x	28,58	0,067	0	0,09	13,88	5,57
	y-y	23,61	0,057	0	0,074	13,97	5,53
Appuis	x-x	16,81	0,04	0	0,052	14,1	5,48
	y-y	13,89	0,03	0	0,4	0,14	2,26

➤ **Diamètre maximal des armatures :**

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre $\phi \leq h / 10 = 16\text{mm}$

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,788 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

- Le sens x-x :
En travée : 4HA14 avec $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
En appuis : 4HA14 avec $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Le sens y-y :
En travée : 4HA14 avec $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
En appuis : 4HA14 avec $A_s = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Espacement**

Sens x-x : $s = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$Condition Vérifiée.

Sens y-y : $s = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$Condition Vérifiée.

Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,63 \text{ MPa.}$$

$$V_{ux} = \frac{qu \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{16,14 \times 6,9 \times 7,5}{2 \times 7,5 + 6,9} = 38,14 \text{ KN/ml.}$$

$$V_{uy} = \frac{qu \times l_x}{3} = \frac{16,14 \times 6,9}{3} = 37,12 \text{ KN/ml.}$$

$$V_u = \text{Max}(V_{ux}, V_{uy}) = 38,14 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{38,14 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,264 \text{ MPa}$$

$0,264 \text{ MPa} \leq 1,63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.2.2 Vérification à L'ELS

Les tableaux (III.10) et (III.11) résument les résultats à l'ELS :

Tableau III.11: Sollicitations Q et M.

L_y (m)	L_x (m)	α	μ_x	μ_y	Qser(KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
7,5	6,9	0,92	0,0509	0,8803	11,4	27,65	24,34

Moments en travées : $M_{tx} = 0,85 \times M_x = 23,5 \text{ KN.m/m}$.

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 20,69 \text{ KN.m/m.}$$

Moments sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 13,82 \text{ KN.m/m}$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 12,17 \text{ KN.m/m}$$

Le tableau (III.12) résume la vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau III.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

		As (cm ²)	As' (cm ²)	X(cm)	I(cm ⁴)	Mser (KN.m)	σ _{bc} (MPa)		σ _{bc} <σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _{bc} <σ̄ _{st}
Sens xx	Travée	6,16	0	4,316	12075,81	23,5	8,399		Oui	294,35	Non
	Appuis	6,16	0	4,316	12075,81	13,82	4,939		Oui	173,10	Oui
Sens yy	Travée	6,16	0	4,316	12075,81	20,69	7,394		Oui	259,16	Non
	Appuis	6,16	0	4,316	12075,81	12,17	4,349		Oui	152,44	Oui

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.

		Choix	As (cm ²)	As' (cm ²)	X (cm)	I(cm ⁴)	Mser (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} <σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _{bc} <σ̄ _{st}
Sens xx	Travée	5HA14	7,7	0	4,72	14327,76	23,5	7,741	Oui	238,17	Oui
	Appuis	4HA14	6,16	0	4,316	12075,81	13,82	4,939	Oui	173,10	Oui
Sens yy	Travée	5HA14	7,7	0	4,72	14327,76	20,69	6,815	Oui	206,76	Oui
	Appuis	4HA14	6,16	0	4,316	12075,81	12,17	4,349	Oui	152,44	Oui

III.5 ETUDE DE LA DALLE MACHINE

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes qui sont appliquées sur elle.

III.5.1 Calcul des sollicitations

➤ Charges et surcharges :

Le tableau (III.14) montre la descente des charges de l'ascenseur.

Tableau III.14: Descente des charges de l'ascenseur.

Désignation	E(m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids de la machine supportée.			50
Dalle pleine.	0,20	25	5
Revêtement.	0,05	22	1,1
		G (KN/m²)	56,1

Charge d'exploitations Q=1KN/m²

➤ Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,92$ et de coefficient de poisson ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par les abaques de Pigeand de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

A l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 56,1 + 1,5 \times 1 = 77,23 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$Q_{ser} = G + Q = 56,1 + 1 = 57,1 \text{ KN/m}^2$$

Les tableaux (III.15) et (III.16) résument les sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

Tableau III.15: Sollicitations à l'ELU.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qu (KN/m ²)	sens x			
				μ_x	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)
1,75	1,85	0,945	77,23	0,0419	9,910	8,424	4,955
				sens y			
				μ_y	My(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
				0,9640	9,5533	8,1203	4,7766

Tableau III.16: Sollicitations à l'ELS.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qser (KN/m ²)	sens x			
				μ_x	Mx(KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)
1,75	1,85	0,945	57,1	0,04910	8,586	7,298	4,293
				sens y			
				μ_y	My(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
				0,985	8,457	7,189	4,229

III.5.2 Calcul du ferrailage

b=100 cm ; h=20 cm; d=18 cm; fe=500 MPa ; fc28=35 MPa ; ft28=2,7 MPa ;
 $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

III.5.2.1 Calcul à l'ELU

Tableau III.17: Ferrailage de la dalle machine.

Sens		Mu (KN.m)	μ	As' (cm ²)	α	Z (m)	As (cm ²)	choix	As (cm ²)
x-x	Travée	8,42	0,01	0,00	0,02	0,18	1,08	5HA10	3,93
	Appuis	4,96	0,01	0,00	0,01	0,18	0,64	5HA10	3,93
y-y	Travée	8,12	0,01	0,00	0,02	0,18	1,04	5HA10	3,93
	Appuis	4,78	0,01	0,00	0,01	0,18	0,61	5HA10	3,93

➤ **Diamètre maximal des armatures :**

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre $\phi \leq h / 10 = 20\text{mm}$

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

- Le sens x-x :
En travée : 5HA10 avec $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
En appuis : 5HA10 avec $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Le sens y-y :
En travée : 5HA10 avec $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
En appuis : 5HA10 avec $A_s = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Espacement**

Sens x-x : $s = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

Sens y-y : $s = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

$St = 15 \text{ cm}$

III.5.2.2 Vérifications à l’ELU

Vérifications de la contrainte tangentielle :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$\tau u = \frac{Vu}{b \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{y_b} = 1,63 \text{ MPa}$.

$V_{ux} = \frac{qu \times lx \times ly}{2ly+lx} = \frac{77,23 \times 1,75 \times 1,85}{2 \times 1,75+1,85} = 45,87 \text{ KN/ml}$.

$V_{uy} = \frac{qu \times lx}{3} = \frac{77,23 \times 1,75}{3} = 45,05 \text{ KN/ml}$.

$Vu = \text{Max}(V_{ux}, V_{uy}) = 45,87 \text{ KN/ml}$.

$\tau u = 0,254 \text{ MPa}$

$0,254 \text{ MPa} \leq 1,63 \text{ MPa} \dots\dots$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.2.3 Vérification à L’ELS

Le tableau (III.18) résume la vérification des contraintes à l’ELU.

Tableau III.18: Vérification des contraintes à l’ELU.

		A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	X (cm)	I (cm^4)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{st}$
Sens xx	Travée	3,93	0	4,05	13686,15	8,42	2,491	128,73	Oui	Oui
	Appuis	3,93	0	4,05	13686,15	4,96	1,467	75,83	Oui	Oui
Sens yy	Travée	3,93	0	4,05	13686,15	8,12	2,402	124,14	Oui	Oui
	Appuis	3,93	0	4,05	13686,15	4,78	1,414	73,08	Oui	Oui



CHAPITRE IV

**CONCEPTION ET ANALYSE
SISMIQUE DE LA STRUCTURE**

IV.1 INTRODUCTION

La conception d'une structure est son étude dynamique et sismique est essentielle pour garantir la sécurité des personnes qui y travaillent où y vivent. Elle permet d'évaluer la réponse du bâtiment aux charges dynamiques telles que les charges sismiques, les charges verticales.

Cette analyse prend en compte les propriétés de la structure du bâtiment y compris la rigidité, la masse, l'amortissement et la fréquence naturelle, ainsi que les caractéristiques du sol. Les résultats de cette analyse sont utilisés pour évaluer les déformations et les contraintes dans les éléments structurels du bâtiment.

IV.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

L'analyse dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation). Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel de conception et de calcul des structures de bâtiment, ETABS. La description du logiciel ETABS est présenté dans (ANNEXE).

IV.3 ANALYSE DYNAMIQUE

Un premier prédimensionnement de la structure avec une contrainte caractéristique en compression du béton $F_{c28} = 25$ MPa a donné des sections de poteaux de (1,15 m x 1,15 m) au niveau de RDC. Ces dimensions nous ont contraints de prendre un béton un peu plus performant avec $F_{c28} = 35$ MPa pour diminuer ces derniers.

La principale raison et contrainte de ce changement était la justification de l'effort normal réduit exigé par l'article 7.4.3.1 RPA99 / version 2003.

IV.3.1 Modélisation de la première variante proposée initiale

Nous avons considéré dans cette étape d'analyse la structure initiale proposée par l'architecte dans les plans d'architecture initiaux elle consiste en un système composé de poteaux, de poutres, et des voiles en forme de U et E en niveau des cages d'escaliers. La figure (IV.1) montre cette configuration.

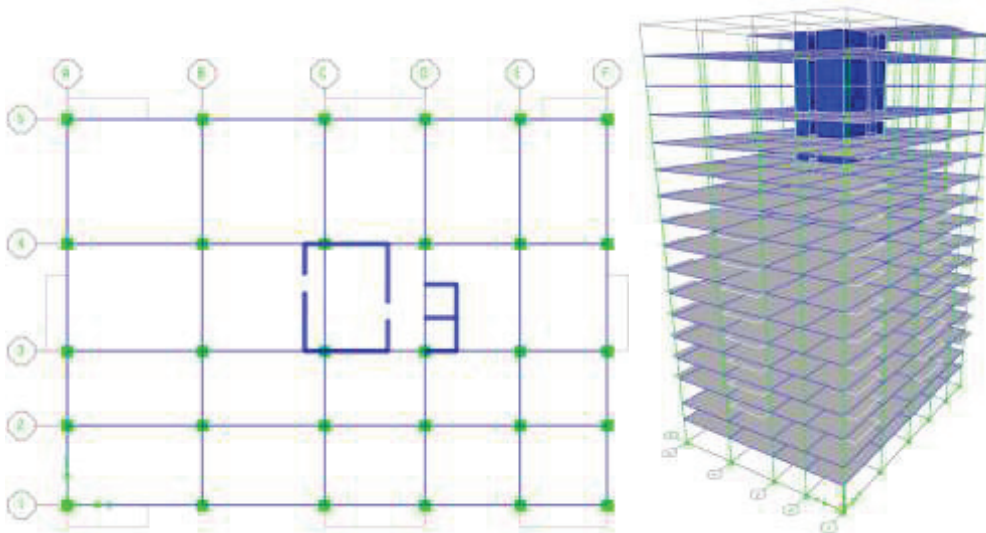


Figure IV.1: Vu en plan et 3D de la variante initiale.

IV.3.1.1 Résultats de l'analyse dynamique

Les figure (IV.2) montre déplacement dans les 3 premiers modes.

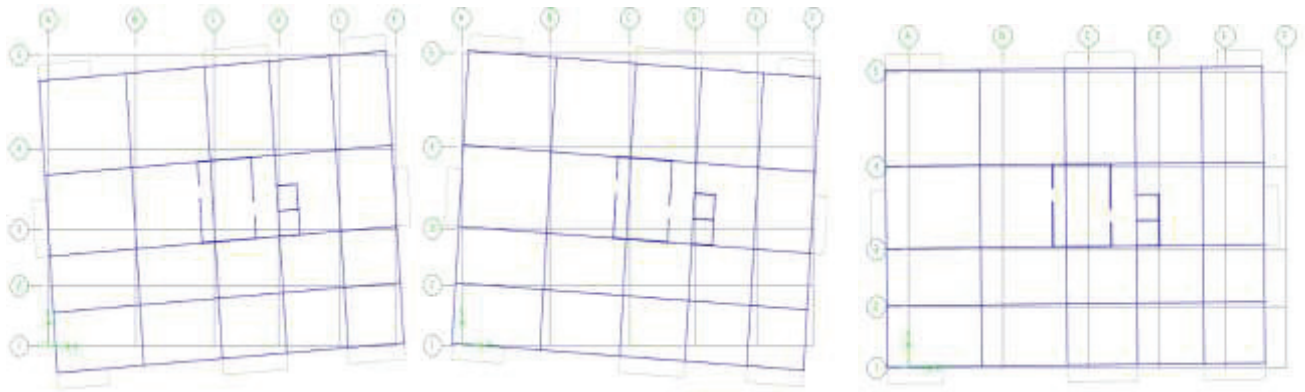


Figure IV.2: Formes propres de la structure pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.1: Périodes et coefficient de participation massique (variante 01).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.275599	0.0933	33.0846	0.0933	33.0846	41.1526
2	1.087389	1.3265	37.8504	1.4199	70.935	33.3739
3	0.996218	69.4797	1.1074	70.8996	72.0424	0.316
4	0.420572	0.0061	3.6439	70.9056	75.6863	8.2473
5	0.340685	0.2884	9.5591	71.194	85.2454	3.7159
6	0.293811	15.075	0.2352	86.269	85.4806	0.0335
7	0.226489	0.0059	0.9666	86.2749	86.4471	3.6876
8	0.170769	0.1178	4.3976	86.3926	90.8448	0.9767
9	0.148185	0.2533	0.4324	86.6459	91.2771	1.8986
10	0.144488	5.0482	0.0508	91.6941	91.3279	0.2228
11	0.120948	0.0001	0	91.6941	91.3279	0

IV.3.1.2 Interprétation des résultats

Les résultats de cette première simulation ont montré ce qui suit :

Le premier mode est un mode de translation suivant la direction y-y couplé avec torsion autour de l'axe z-z (41,15%).

Le deuxième mode est un mode de translation autours suivant l'axe y-y toujours couplé avec une torsion autours de l'axe z-z (33,37).

Le troisième mode de translation suivant la direction x-x, sans torsion.

La figure (IV.2) et le tableau (IV.1) résumant ces résultats.

La disposition des éléments de contreventement n'est pas bonne et nous devons revoir cette dernière afin d'éliminer les modes de translation surtout pour le premier mode et le deuxième mode fondamental.

IV.3.2 Modélisation de la deuxième variante

Pour réduire l'effet de la torsion des premiers modes fondamentaux, il suffit de minimiser l'excentricité maximum entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

Pour cette deuxième variante, nous avons proposé un ragout de voiles sur le périphérique dans la direction y-y. La figure (IV.3) schématise cette disposition.

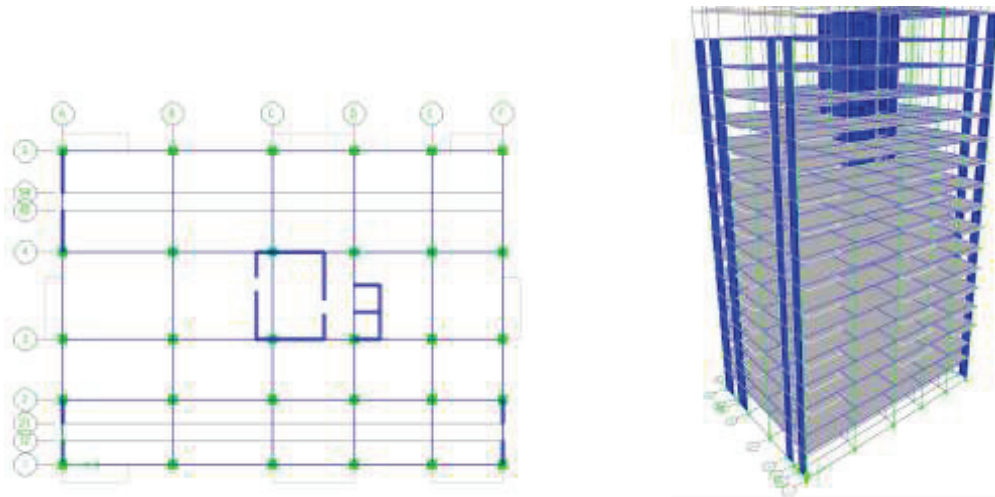


Figure IV.3: Vu en plan et 3D de la deuxième variante.

IV.3.2.1 Résultats de L'analyse dynamique

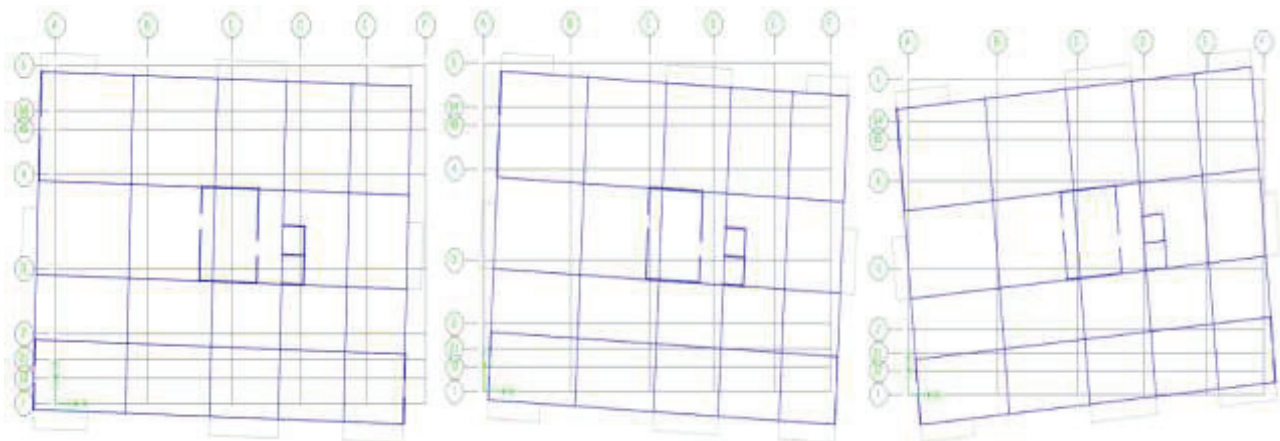


Figure IV.4: Fromes propres de la structure pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.2: Périodes et coefficient de participation massique (variante 02).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.021939	51.4533	16.1776	51.4533	16.1776	3.2039
2	0.988065	19.5327	41.467	70.986	57.6447	9.6666
3	0.844729	0.0127	12.0452	70.9987	69.6899	56.8447
4	0.305407	6.8723	6.053	77.871	75.7428	2.2242
5	0.293581	8.4195	4.655	86.2905	80.3978	2.0184
6	0.243129	0.0058	5.1488	86.2963	85.5466	12.1885
7	0.151433	2.3209	2.1359	88.6172	87.6825	1.0373
8	0.144295	3.1069	1.576	91.7241	89.2585	0.9527
9	0.120952	0.0001	0	91.7241	89.2585	0
10	0.120125	0.0001	0.0004	91.7242	89.2589	0.0005
11	0.119182	0.0057	0.0023	91.7299	89.2613	0.0014
12	0.118282	0.0117	2.0159	91.7417	91.2772	3.5847

IV.3.2.2 Interprétation des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On ce qui suit :

Le premier mode est un mode de translation couplé selon les directions x-x y-y . La torsion a diminué énormément 3,2%.

Le deuxième mode est un mode de translation couplé selon la directions x-x y-y .La torsion à tiers 9,66% .

Le troisième mode est un mode couplé entre la direction y-y et la torsion autour de z-z .

IV.3.3 Modélisation de la troisième variante : (voile y)

Pour cette variante nous allons essayer de projeter la torsion vers les modes supérieurs et découper les modes de translation entre eux.

Nous avons rajouté des voiles pour minimiser l'excentricité dans les deux directions.

La figure (IV.5) schématise la proposition suggérée.

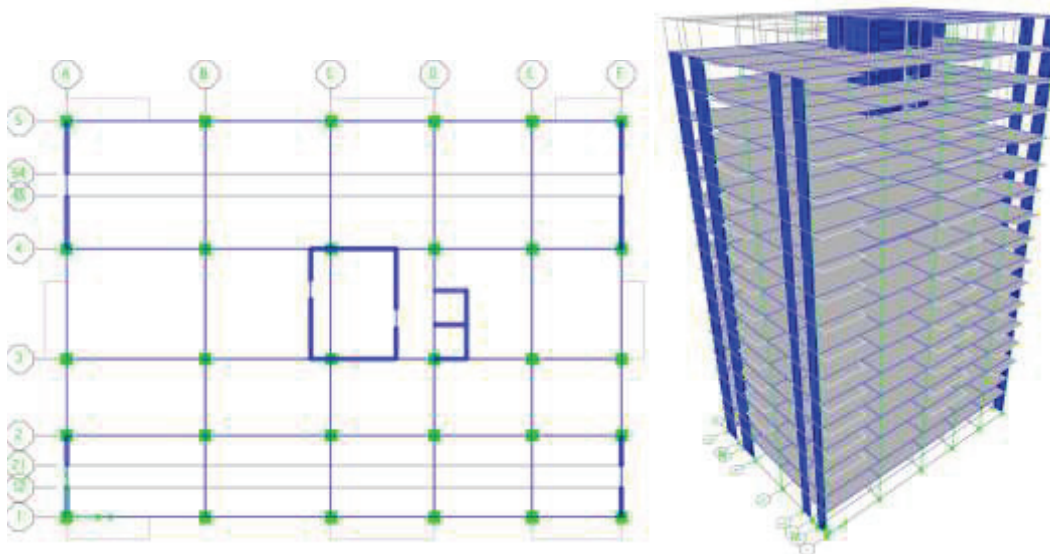


Figure IV.1: Vue en plan et 3D de la troisième variante.

IV.3.3.1 Résultats de l'analyse dynamique

La figure (IV.6) et le tableau (IV.4) résumant les résultats pour cette variante

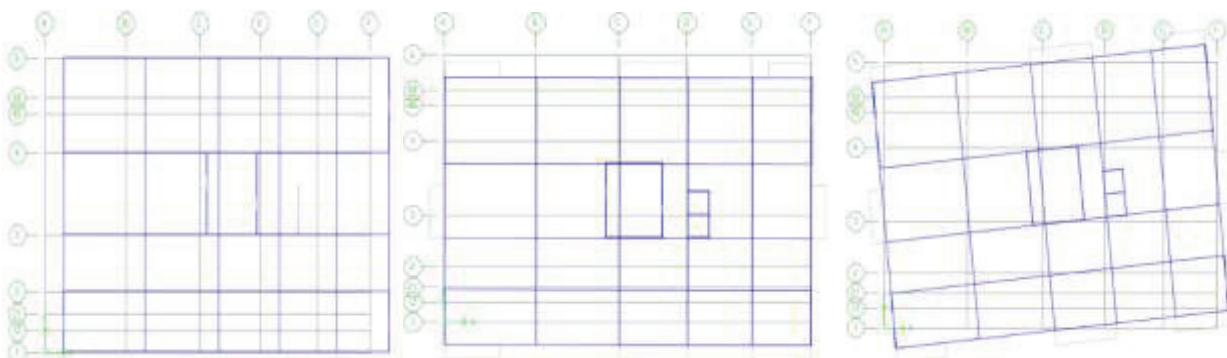


Figure IV.5: Fromes propres de la structure pour les 3 premiers modes.

Tableau IV.3: Périodes et coefficients de participation massique (variante 03).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.022616	70.9241	0.0812	70.9241	0.0812	0.0019
2	0.818174	0.105	68.2006	71.0291	68.2819	0.0524
3	0.733369	0.0022	0.0671	71.0313	68.349	70.1646
4	0.300838	15.2869	0.0116	86.3182	68.3606	0.0005
5	0.228758	0.0008	17.8184	86.319	86.1791	0.0393
6	0.21954	0.0002	0.0414	86.3192	86.2205	16.1822
7	0.147329	5.5715	0.0006	91.8906	86.2211	0.0005
8	0.110006	0	2.3858	91.8906	88.6069	3.1506
9	0.109514	0.002	3.4162	91.8927	92.023	2.4005

IV.3.3.2 Interprétation des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante Ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y. On remarque aussi qu'au troisième mode 70.16% de la participation modale est en mode de torsion.

Le nombre de modes à considérer, pour chacune des deux directions d'excitation doit être tel que, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Selon (**RPA99 /version2003 Article 4.3.4.a**) cette condition est vérifiée pour les trois premiers modes pour les deux directions orthogonales x-x y-y.

IV.3.4 Modélisation de la quatrième variante

Pour éliminer la torsion nous avons rajouté que des voiles dans la direction y-y , afin d'éviter toute éventuelle future anomalie , nous avons rajouté pour cette variante deux voiles dans la direction x-x . La figure (IV.7) montre la nouvelle disposition des voiles.

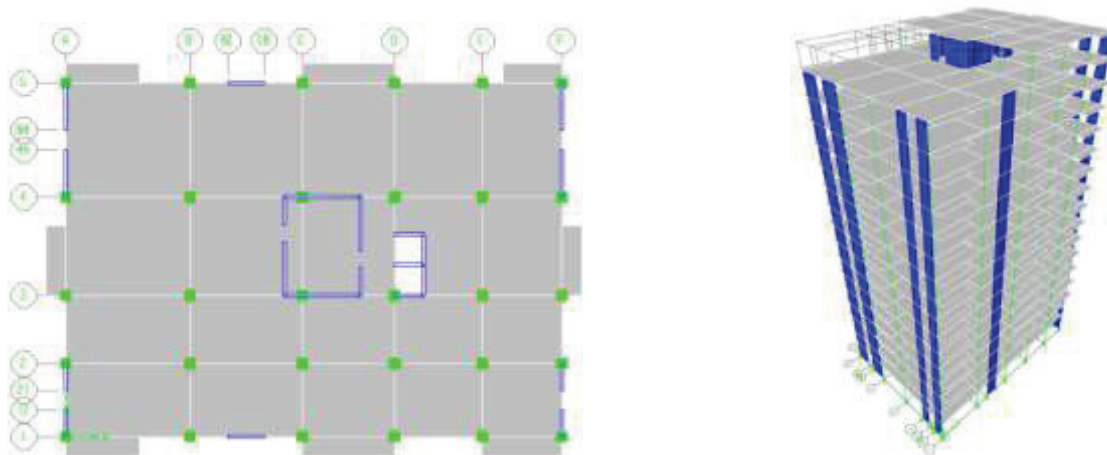


Figure IV.6: Vue en plan et 3D de la quatrième variante.

IV.3.4.2 Résultats de l'analyse dynamique :

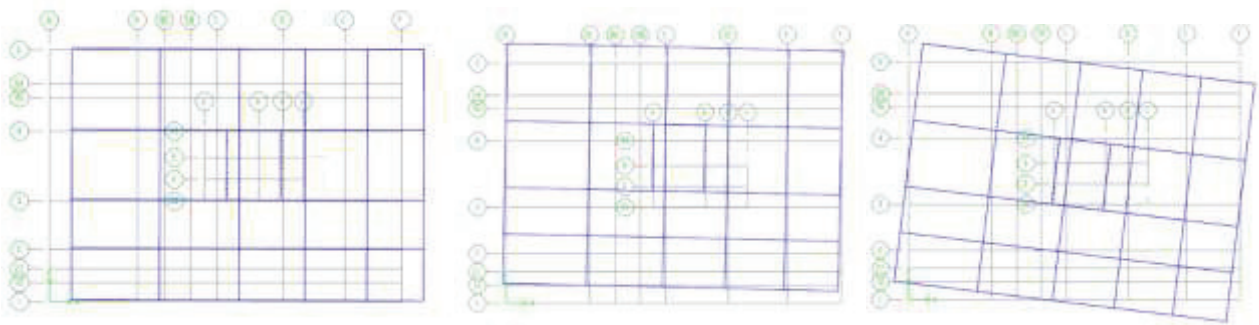


Figure IV.7: Forme propre de la structure pour les 3 premier modes.

Tableau IV.4: Périodes et coefficients de la participation massique (variante 04).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.139578	68.2284	2.8212	68.2284	2.8212	0.0617
2	1.083608	2.9689	64.9918	71.1974	67.813	1.0271
3	0.909709	0.0016	1.1044	71.1989	68.9174	68.1043
4	0.340195	14.9466	0.3474	86.1455	69.2647	0.0001
5	0.309273	0.3172	16.2465	86.4627	85.5112	0.1642
6	0.267215	0.0029	0.1105	86.4656	85.6217	16.8685
7	0.169501	5.1553	0.0912	91.621	85.713	0.0005
8	0.148609	0.0858	5.6682	91.7067	91.3812	0.0369
9	0.145467	0.0001	0	91.7069	91.3812	0

Conclusion : Pour la suite de notre travail, nous opterons pour cette quatrième variante.

IV.3.4.1 Vérification de la période fondamentale

• **Calcul de la période empirique :**

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

$$T = \left(C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \quad T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

h_N: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au le dernier niveau,

$$h_n = 55.93 \text{ m}$$

CT: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 de RPA99/Version 2003**.

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie

$$CT = 0.05$$

$$T_1 = 0.05 \times 55.93^{\frac{3}{4}} = 1.023 \text{ sec}$$

$$T' = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

- Dans le Sens X :

$$T' = \frac{0.09 \times 55.93}{\sqrt{30.3}} = 0.914 \text{sec}$$

$$T_X = \min(T_1; T') = 0.914 \text{sec}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$1.3 \times T_X = 1.3 \times 0.914 = 1.188 \text{sec} > T_{x\max} = 1,13 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée .}$$

- Dans le Sens Y :

$$T' = \frac{0.09 \times 55.93}{\sqrt{24.7}} = 1.013 \text{sec}$$

$$T_Y = \min(T_1; T') = 1.013 \text{sec}$$

$$1.3 \times T_Y = 1.3 \times 1.013 = 1.317 \text{sec} > T_{y\max} = 1,08 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée .}$$

IV.3.4.3 Caractéristiques de la structure

Lorsque le centre des masses et que le centre de rigidité sont confondus, les efforts extérieurs ne provoquent que les mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre eux il y a des mouvements de translation et de rotations.

Les tableaux (IV.5) (IV.6) résument les résultats pour les deux direction orthogonaux x-x/y-y et pour chaque niveau.

Tableau IV.5: Centre de gravité des masses et de rigidité.

Story	Centre de masse		Centre de rigidité	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
STORY17	22.624	10.502	16.68	10.466
STORY16	14.178	10.395	16.438	10.489
STORY15	15.285	10.473	16.398	10.506
STORY14	15.285	10.473	16.376	10.524
STORY13	15.285	10.473	16.361	10.543
STORY12	15.285	10.473	16.351	10.56
STORY11	15.285	10.473	16.344	10.578
STORY10	15.309	10.454	16.343	10.592
STORY9	15.335	10.432	16.346	10.608
STORY8	15.335	10.432	16.356	10.627
STORY7	15.335	10.432	16.373	10.647
STORY6	15.335	10.432	16.397	10.666
STORY5	15.362	10.408	16.425	10.679
STORY4	15.391	10.385	16.45	10.688
STORY3	15.41	10.37	16.455	10.696
STORY2	15.371	10.405	16.391	10.682
STORY1	15.382	10.392	16.296	10.612

Excentricité théorique : L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée donc par les deux formules suivantes :

$$e_{x0} = XG - XR$$

$$e_{y0} = YG - YR$$

Tableau IV.6: Excentricité théorique dans la direction (x-x) (y-y)

Story	e_{x0} (m)	e_{y0} (m)
STORY17	5.944	0.036
STORY16	-2.26	-0.094
STORY15	-1.113	-0.033
STORY14	-1.091	-0.051
STORY13	-1.076	-0.07
STORY12	-1.066	-0.087
STORY11	-1.059	-0.105
STORY10	-1.034	-0.138
STORY9	-1.011	-0.176
STORY8	-1.021	-0.195
STORY7	-1.038	-0.215
STORY6	-1.062	-0.234
STORY5	-1.063	-0.271
STORY4	-1.059	-0.303
STORY3	-1.045	-0.326
STORY2	-1.02	-0.277
STORY1	-0.914	-0.22

Excentricité accidentelle :

D'après le RPA 99/version 2003 (article 4.3.7). Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales, les effets de la torsion accidentelle (additionnelle) d'axe verticale sont à prendre en compte.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants dus à la torsion devront être négligés. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs. 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Les tableaux (IV.7) et (IV.8) résument des excentricités théorique et accidentelles avec leur sommation algébrique.

Tableau IV.7: Excentricités accidentelles dans la direction (x-x) (y-y)

Story	Lx (m)	Ly (m)	e _{xacc} (m)	e _{yacc} (m)
STORY17	16	24.7	0.8	1.235
STORY16	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY15	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY14	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY13	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY12	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY11	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY10	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY9	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY8	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY7	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY6	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY5	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY4	30.3	24.7	1.515	1.235
STORY3	32.2	23.9	1.61	1.195
STORY2	32.2	23.9	1.61	1.195
STORY1	32.2	23.9	1.61	1.195

Excentricité retenue (Excentricité théorique \pm Excentricité accidentelle).

Tableau IV.8: Excentricités du calculs dans les directions (x-x) (y-y) .

Story	e _{x0} - e _{xacc} (m)	e _{x0} + e _{xacc} (m)	e _{y0} - e _{yacc} (m)	e _{y0} + e _{yacc} (m)
STORY17	5.144	6.744	-1.199	1.271
STORY16	-3.775	-0.745	-1.329	1.141
STORY15	-2.628	0.402	-1.268	1.202
STORY14	-2.606	0.424	-1.286	1.184
STORY13	-2.591	0.439	-1.305	1.165
STORY12	-2.581	0.449	-1.322	1.148
STORY11	-2.574	0.456	-1.34	1.13
STORY10	-2.549	0.481	-1.373	1.097
STORY9	-2.526	0.504	-1.411	1.059
STORY8	-2.536	0.494	-1.43	1.04
STORY7	-2.553	0.477	-1.45	1.02
STORY6	-2.577	0.453	-1.469	1.001
STORY5	-2.578	0.452	-1.506	0.964
STORY4	-2.574	0.456	-1.538	0.932
STORY3	-2.655	0.565	-1.521	0.869
STORY2	-2.63	0.59	-1.472	0.918
STORY1	-2.524	0.696	-1.415	0.975

IV.3.4.4 Interprétation des résultats

Dans cette variante nous avons rajouté deux voiles dans la direction x on remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode

suivant la direction y. On remarque aussi qu'au troisième mode 68.1% de la participation modale est en mode de rotation.

IV.3.5 Conclusions

Le premier mode absorbe l'énergie sismique au maximum pour cels qu'il faut que la participation modale des premiers soit dans la direction x ou y donc une translation. Vu que le comportement de la structure en torsion est imprévisible qui nous amène à décaler la torsion aux modes supérieurs dit le troisième mode.

Selon l'interprétation des variantes proposée on constate que :

- La variante proposée par l'architecte n'est pas bonne sismiquement parlant.
- La deuxième variante a une translation couplée.
- La troisième variante répond parfaitement aux recommandations sismiques.
- On remarque que dans la troisième variante selon la direction x nous n'avons pas des voiles sur la périphérie donc on rajoute dans la file 1 et la file 5 entre BC et CB deux voiles.
Les résultats sont satisfaites, et on ne remarque pas un grand changement entre les résultats de cette dernière et les résultats de la troisième.

En conclusion nous choisissons la quatrième variante pour la suite de notre travail.

IV.4 ETUDE SISMIQUE DE LA VARIANTE RETENUE

IV.4.1 Méthode statique équivalente (RPA99 /Version200/ Art.4.1.2)

IV.4.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Pour notre cas :

- Le bâtiment présente une configuration irrégulière
- Zone IIa
- Groupe d'usage 1B
- La hauteur du bâtiment $H = 55.93 \text{ m} > h = 17 \text{ m} \rightarrow$ Les deux Conditions ne sont pas vérifiées.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente pour la vérification de la condition du "RPA99, chapitre IV, 4.3.6".

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA99 /Version2003 Art. 4.2.3})$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportant globale de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV.4.1.2 Détermination des paramètres sismiques

- **Coefficient d'accélération A**

Le Coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 de RPA 99 /Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone	Groupe d'usage	A
IIa	1B	0.2

- **Coefficient de comportant global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 (R.P.A99/ version 2003). Pour notre structure :

Mixte portiques/voiles avec interaction (4a) : **R=5**

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée dans le tableau 4.4 de RPA99 v2003 :

Critère q	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

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

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) de RPA 99 V2003

le sol est un **sol ferme** de **classe S2** $\rightarrow T_1 = 0.15 s$

$$T_2 = 0.40 s$$

Facteur de correction d'amortissement "η" : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

Tableau IV.9: Facteur ξ .

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

On prend : $\xi = 8.5 \% \rightarrow \eta = 0.816$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Dans le sens X :

$$T_{\text{empirique}} = 0.914 < T_{\text{analytique}} = 1,13 \text{ sec}$$

On fixe **T = Tempirique = 0.914 sec**

Pour : $T_2 = 0.4 \leq T = 0.914 \leq 3s$

$$D = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{0.914}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.176$$

Dans le sens Y :

$$T_{\text{empirique}} = 1.013 < T_{\text{analytique}} = 1,08 \text{ sec} < 1,3 \times 1,013 = 1.317\text{sec}$$

On fixe **T = Tempirique = 1.013 sec**

Pour $T_2 = 0.4 \leq T = 1.013 \leq 3s$

$$D = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.4}{1.013}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.098$$

Le Poids total de la structure W :

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

$$W_i = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes.
 - W_{Qi} : Poids due aux charges d'exploitation.
 - β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99 v2003) :
- Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0,2$.

Pour un bâtiment commercial $\beta = 0,3$

A partir du logiciel ETABS nous pouvons estimer le poids total de la structure : **$W=114338.2$ KN**

Le tableau (IV.10) résume les résultats de l'effort tranchant à la base.

Tableau IV.10: Effort tranchant à la base pour les directions x-x / y-y.

Sens	A	D	Q	W (KN)	R	V (KN)
Sens X	0.2	1.176	1.2	114338.2	5	$V_x = 6454,16$
Sens Y	0.2	1.098	1.2	114338.2	5	$V_y = 6026,08$

IV.4.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Selon (Article 4.3.6) RPA99/Version 2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. Le tableau (IV.11) résume les résultats trouvés.

Tableau IV.11: Comparaison entre $V_{statique}$ et $V_{dynamique}$.

Sens	V statique (KN)	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Vérification (KN)
Sens x	6454,16	0.8 $V_x = 5163,32$	9807,617	Oui
Sens y	6026,08	0.8 $V_y = 4820,86$	10245,35	Oui

IV.4.3 Vérification de l'effort normal réduit

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 /version2003 Article 7.4.3.1, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme G+Q+E, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fc28}$$

- **Nd**: Désigne l'effort normal de calcul (sous la combinaison G+Q+E) d'exerçant sur la section du poteau, est obtenue par logiciel ETABS.
- **Bc** : Section du poteau
- **fc28**: Est la résistance caractéristique du béton $fc28 = 35 \text{ MPa}$

Poteau RDC 85x85 :

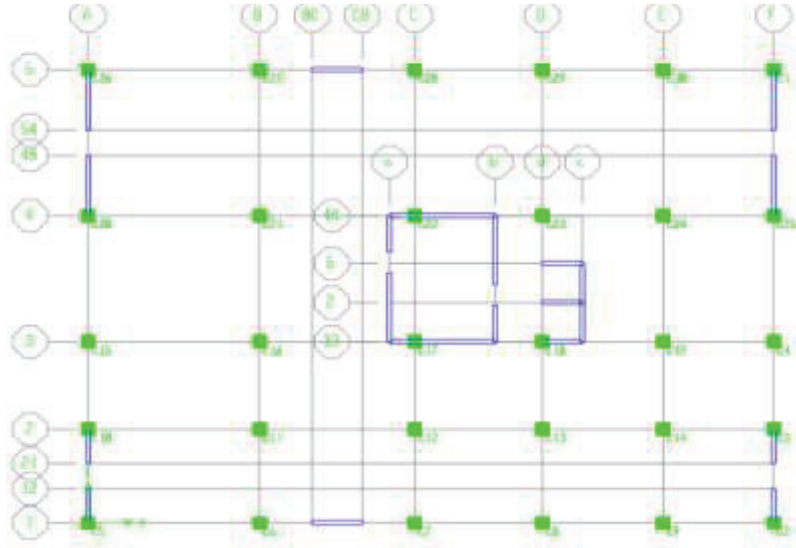


Figure IV.8: Notation des poteaux.

Le poteau le plus sollicité au niveau du RDC c'est C21: $V = \frac{7312.55}{0.85 \times 0.85 \times 35000} = 0.29 < 0.3$

Les tableaux (IV.12) à (IV.17) résument la vérification de l'effort normal réduit.

Tableau IV.12: Vérification de l'effort normal réduit rez-de-chaussé direction x-x.

Etage	Poteau	Combinaison	N _{Ed} (KN)	N _{Ed} MAX (KN)	VRF
STORY1	C21	GQEX MIN	-7328.31	-7328.31	0,29
STORY1	C27	GQEX MIN	-6369.5		
STORY1	C16	GQEX MIN	-6298.33		
STORY1	C23	GQEX MIN	-5689.68		
STORY1	C28	GQEX MIN	-5654.24		
STORY1	C11	GQEX MIN	-5590.14		
STORY1	C6	GQEX MIN	-5531.22		
STORY1	C24	GQEX MIN	-5172.17		
STORY1	C19	GQEX MIN	-4939.07		
STORY1	C7	GQEX MIN	-4827.67		
STORY1	C29	GQEX MIN	-4748.78		
STORY1	C18	GQEX MIN	-4662.15		
STORY1	C12	GQEX MIN	-4659.75		
STORY1	C15	GQEX MIN	-4615.36		
STORY1	C4	GQEX MIN	-4402.71		
STORY1	C30	GQEX MIN	-4163.55		
STORY1	C13	GQEX MIN	-4115.2		
STORY1	C14	GQEX MIN	-4036.26		
STORY1	C8	GQEX MIN	-3740.8		
STORY1	C9	GQEX MIN	-3594.35		

Tableau IV.13: Vérification de l'effort normal réduit rez-de-chaussé direction y-y.

Etage	Poteau	Combinaison	N_{Ed} (KN)	$N_{Ed MAX}$ (KN)	VRF
STORY1	C21	GQEY MIN	-6861.74	-6861.74	0,2713491
STORY1	C16	GQEY MIN	-6040.26		
STORY1	C23	GQEY MIN	-5797.13		
STORY1	C18	GQEY MIN	-5756.89		
STORY1	C29	GQEY MIN	-5205.44		
STORY1	C11	GQEY MIN	-5170.07		
STORY1	C12	GQEY MIN	-5009.02		
STORY1	C28	GQEY MIN	-5001.01		
STORY1	C24	GQEY MIN	-4957.47		
STORY1	C27	GQEY MIN	-4956.46		
STORY1	C30	GQEY MIN	-4869.71		
STORY1	C15	GQEY MIN	-4868.19		
STORY1	C7	GQEY MIN	-4800.89		
STORY1	C8	GQEY MIN	-4772.82		
STORY1	C13	GQEY MIN	-4729.08		
STORY1	C9	GQEY MIN	-4493.4		
STORY1	C6	GQEY MIN	-4352.94		
STORY1	C14	GQEY MIN	-4077.35		
STORY1	C19	GQEY MIN	-3943.43		
STORY1	C4	GQEY MIN	-3703.64		

5^{ème} ETAGE :Tableau IV.14: Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 5^{ème} direction x-x.

Etage	Poteau	Combinaison	N_{Ed} (KN)	$N_{Ed MAX}$ (KN)	VRF
STORY6	C21	GQEX MIN	-4650.87	4650,87	0,27
STORY6	C16	GQEX MIN	-4079.95		
STORY6	C27	GQEX MIN	-3959.11		
STORY6	C11	GQEX MIN	-3605.94		
STORY6	C28	GQEX MIN	-3498.34		
STORY6	C6	GQEX MIN	-3477.96		
STORY6	C24	GQEX MIN	-3262.9		
STORY6	C23	GQEX MIN	-3225.1		
STORY6	C29	GQEX MIN	-3186.92		
STORY6	C19	GQEX MIN	-3160.93		
STORY6	C7	GQEX MIN	-2998.81		
STORY6	C15	GQEX MIN	-2970.06		
STORY6	C12	GQEX MIN	-2895.02		
STORY6	C4	GQEX MIN	-2885.89		
STORY6	C30	GQEX MIN	-2712.05		
STORY6	C13	GQEX MIN	-2618.55		
STORY6	C14	GQEX MIN	-2602.76		
STORY6	C8	GQEX MIN	-2520.55		
STORY6	C9	GQEX MIN	-2369.03		
STORY6	C18	GQEX MIN	-2072.94		

Tableau IV.15: Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 5^{ème} direction y-y.

Etage	Poteau	Combinaison	N _{Ed} (KN)	N _{Ed} MAX (KN)	VRF
STORY6	C21	GQEY MIN	-4296.07	4296,07	0,2504997
STORY6	C16	GQEY MIN	-3824.85		
STORY6	C29	GQEY MIN	-3516.41		
STORY6	C23	GQEY MIN	-3385.46		
STORY6	C11	GQEY MIN	-3270.93		
STORY6	C30	GQEY MIN	-3268.34		
STORY6	C8	GQEY MIN	-3253.07		
STORY6	C28	GQEY MIN	-3250.73		
STORY6	C12	GQEY MIN	-3195.16		
STORY6	C27	GQEY MIN	-3185.75		
STORY6	C7	GQEY MIN	-3144.9		
STORY6	C15	GQEY MIN	-3114.83		
STORY6	C24	GQEY MIN	-3053.97		
STORY6	C13	GQEY MIN	-3050.22		
STORY6	C9	GQEY MIN	-3032.08		
STORY6	C6	GQEY MIN	-2865.04		
STORY6	C18	GQEY MIN	-2616.71		
STORY6	C14	GQEY MIN	-2607.5		
STORY6	C19	GQEY MIN	-2477.53		
STORY6	C4	GQEY MIN	-2391.45		

10^{ème} étage:Tableau IV.16: Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 10^{ème} direction x-x.

Etage	Poteau	Combinaison	N _{Ed} (KN)	N _{Ed} MAX (KN)	VRF
STORY11	C21	GQEX MIN	-2477,39	-2477,39	0,233992
STORY11	C16	GQEX MIN	-2225,6		
STORY11	C11	GQEX MIN	-1938,32		
STORY11	C27	GQEX MIN	-1823,22		
STORY11	C29	GQEX MIN	-1797,69		
STORY11	C24	GQEX MIN	-1790,47		
STORY11	C19	GQEX MIN	-1658,2		
STORY11	C28	GQEX MIN	-1630,26		
STORY11	C6	GQEX MIN	-1595,61		
STORY11	C15	GQEX MIN	-1567,57		
STORY11	C30	GQEX MIN	-1513,21		
STORY11	C12	GQEX MIN	-1505,37		
STORY11	C4	GQEX MIN	-1501,56		
STORY11	C14	GQEX MIN	-1466,08		
STORY11	C13	GQEX MIN	-1457,35		
STORY11	C8	GQEX MIN	-1427,78		
STORY11	C7	GQEX MIN	-1400,58		
STORY11	C23	GQEX MIN	-1341,22		
STORY11	C9	GQEX MIN	-1299,69		
STORY11	C18	GQEX MIN	-975,3		

Tableau IV.17: Vérification de l'effort normal réduit au niveau de 10^{ème} direction y-y.

Etage	Poteau	Combinaison	N _{Ed} (KN)	N _{Ed} MAX (KN)	VRF
STORY11	C4	GQEY MIN	-1263.23	2056,4	0,194229
STORY11	C6	GQEY MIN	-1432.23		
STORY11	C7	GQEY MIN	-1561.07		
STORY11	C8	GQEY MIN	-1781.55		
STORY11	C9	GQEY MIN	-1631.66		
STORY11	C11	GQEY MIN	-1757.65		
STORY11	C12	GQEY MIN	-1681.84		
STORY11	C13	GQEY MIN	-1657.57		
STORY11	C14	GQEY MIN	-1450.25		
STORY11	C15	GQEY MIN	-1611.13		
STORY11	C16	GQEY MIN	-2056.4		
STORY11	C18	GQEY MIN	-970.75		
STORY11	C19	GQEY MIN	-1345.33		
STORY11	C21	GQEY MIN	-2292.74		
STORY11	C23	GQEY MIN	-1441.46		
STORY11	C24	GQEY MIN	-1645.64		
STORY11	C27	GQEY MIN	-1597.66		
STORY11	C28	GQEY MIN	-1654.53		
STORY11	C29	GQEY MIN	-1967.77		
STORY11	C30	GQEY MIN	-1804.25		

IV.4.4 Vérification des déplacements inter étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent, ne doit pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Tels que :

Δk : Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$$\Delta k = \delta K - \delta K-1$$

Avec :

- δK : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k".
- $\delta K = R \delta eK$
- δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.

Tableau IV.18: Déplacements selon x-x.

Story	Load	UX (m)	UY(m)	δeK(m)	δK (m)	Δk (m)	He(m)	0.01xhe(m)	OBS
STORY17	SPECX	0.054	0.006	0.055	0.273	0.013	3.060	0.0306	Oui
STORY16	SPECX	0.052	0.005	0.052	0.260	0.013	3.060	0.0306	Oui
STORY15	SPECX	0.049	0.004	0.049	0.247	0.015	3.060	0.0306	Oui
STORY14	SPECX	0.046	0.004	0.046	0.232	0.016	3.060	0.0306	Oui
STORY13	SPECX	0.043	0.003	0.043	0.217	0.017	3.060	0.0306	Oui
STORY12	SPECX	0.040	0.003	0.040	0.200	0.017	3.060	0.0306	Oui
STORY11	SPECX	0.037	0.003	0.037	0.183	0.019	3.060	0.0306	Oui
STORY10	SPECX	0.033	0.003	0.033	0.164	0.018	3.060	0.0306	Oui
STORY9	SPECX	0.029	0.002	0.029	0.146	0.019	3.060	0.0306	Oui
STORY8	SPECX	0.025	0.002	0.025	0.127	0.020	3.060	0.0306	Oui
STORY7	SPECX	0.022	0.002	0.022	0.108	0.019	3.060	0.0306	Oui
STORY6	SPECX	0.018	0.001	0.018	0.089	0.019	3.060	0.0306	Oui
STORY5	SPECX	0.014	0.001	0.014	0.070	0.018	3.060	0.0306	Oui
STORY4	SPECX	0.010	0.001	0.010	0.052	0.017	3.060	0.0306	Oui
STORY3	SPECX	0.007	0.001	0.007	0.035	0.018	3,740	0,037	Oui
STORY2	SPECX	0.003	0.000	0.003	0.017	0.009	2,550	0,026	Oui
STORY1	SPECX	0.002	0.000	0.002	0.008	0.008	3,740	0,037	Oui

Tableau IV.19: Déplacements selon y-y.

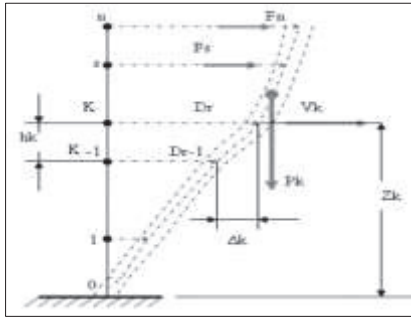
Story	Load	UX (m)	UY(m)	δeK(m)	δK (m)	Δk (m)	He(m)	0.01xhe(m)	OBS
STORY17	SPECY	0.004	0.043	0.043	0.213	-0.007	3.06	0.0306	Oui
STORY16	SPECY	0.004	0.044	0.044	0.220	0.019	3.06	0.0306	Oui
STORY15	SPECY	0.003	0.040	0.040	0.202	0.013	3.06	0.0306	Oui
STORY14	SPECY	0.003	0.038	0.038	0.188	0.014	3.06	0.0306	Oui
STORY13	SPECY	0.003	0.035	0.035	0.174	0.015	3.06	0.0306	Oui
STORY12	SPECY	0.003	0.032	0.032	0.160	0.015	3.06	0.0306	Oui
STORY11	SPECY	0.003	0.029	0.029	0.145	0.016	3.06	0.0306	Oui
STORY10	SPECY	0.002	0.026	0.026	0.129	0.016	3.06	0.0306	Oui
STORY9	SPECY	0.002	0.023	0.023	0.114	0.016	3.06	0.0306	Oui
STORY8	SPECY	0.002	0.020	0.020	0.098	0.016	3.06	0.0306	Oui
STORY7	SPECY	0.002	0.016	0.016	0.082	0.015	3.06	0.0306	Oui
STORY6	SPECY	0.001	0.013	0.013	0.067	0.015	3.06	0.0306	Oui
STORY5	SPECY	0.001	0.011	0.011	0.053	0.014	3.06	0.0306	Oui
STORY4	SPECY	0.001	0.008	0.008	0.039	0.013	3.06	0.0306	Oui
STORY3	SPECY	0.001	0.005	0.005	0.027	0.014	3,740	0.0306	Oui
STORY2	SPECY	0.000	0.003	0.003	0.013	0.007	2,550	0.0374	Oui
STORY1	SPECY	0.000	0.001	0.001	0.006	0.006	3,740	0.0255	Oui

Vérification de l'effet P-Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

L'effet P-Δ peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition de l'article 5.9 du

RPA / Version2003 est vérifiée : $\theta_k = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$



- V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k»
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1 »
- h_k : hauteur de l'étage «k»
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»,

Tableau IV.20: L'effet P-Δ pour la direction x-x

Etage	PK (KN)	Δ_k (m)	VK (KN)	hk (m)	θ_k	Verif
STORY17	3617,98	0.0129	971.74	3.06	0,0157	Oui
STORY16	10744,1	0.0132	2457.92	3.06	0,0197	Oui
STORY15	17022,03	0.0145	3508.58	3.06	0,0223	Oui
STORY14	23299,97	0.0156	4333.15	3.06	0,0274	Oui
STORY13	29577,91	0.0166	5010.12	3.06	0,0320	Oui
STORY12	35855,84	0.0171	5590.91	3.06	0,0358	Oui
STORY11	42133,78	0.0186	6096.57	3.06	0,0408	Oui
STORY10	48602,73	0.0181	6556.74	3.06	0,0450	Oui
STORY9	55291,08	0.0191	7005.05	3.06	0,0492	Oui
STORY8	61979,43	0.0196	7452.44	3.06	0,0518	Oui
STORY7	68667,79	0.0191	7899.4	3.06	0,0540	Oui
STORY6	75356,14	0.0191	8330.18	3.06	0,0563	Oui
STORY5	82289,74	0.0180	8745.37	3.06	0,0555	Oui
STORY4	89495,39	0.0171	9139.2	3.06	0,0529	Oui
STORY3	96890,76	0.0180	9488.24	3,740	0,0493	Oui
STORY2	104356	0.0091	9701	2,550	0,0380	Oui
STORY1	111674,7	0.0075	9807.5	3,740	0,0229	Oui

Tableau IV.21: L'effet P-Δ pour la direction y-y.

Etage	PK (KN)	Δ_k (m)	VK (KN)	hk (m)	θ_k	Verif
STORY17	361,798	-0.0070	809.52	3,06	0,0004	Oui
STORY16	1074,41	0.0186	2341.6	3,06	0,0028	Oui
STORY15	1702,203	0.0135	3489.5	3,06	0,0022	Oui
STORY14	2329,997	0.0140	4433.81	3,06	0,0023	Oui
STORY13	2957,791	0.0145	5207.01	3,06	0,0027	Oui
STORY12	3585,584	0.0151	5853.6	3,06	0,0030	Oui
STORY11	4213,378	0.0155	6416.79	3,06	0,0033	Oui
STORY10	4860,273	0.0155	6941.74	3,06	0,0034	Oui
STORY9	5529,108	0.0156	7449.43	3,06	0,0038	Oui
STORY8	6197,943	0.0156	7934.28	3,06	0,0038	Oui
STORY7	6866,779	0.0151	8400.83	3,06	0,0040	Oui
STORY6	7535,614	0.0146	8848.52	3,06	0,0039	Oui
STORY5	8228,974	0.0135	9280.35	3,06	0,0039	Oui
STORY4	8949,539	0.0126	9674.26	3,06	0,0038	Oui
STORY3	9689,076	0.0140	9995.24	3,74	0,0035	Oui
STORY2	10435,6	0.0071	10171.5	2,55	0,0028	Oui
STORY1	11167,47	0.0055	10254.02	3,74	0,0016	Oui



CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

V.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 / Version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. **Poutres.**
2. **Poteaux.**
3. **Voiles.**

V.2 POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). Le calcul est fait pour les situations suivantes :

Selon le **CBA 93** Situation durable :

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

Selon le **RPA99 / Version 2003** (situation accidentel) :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

On distingue deux types de poutres :

- **Poutre longitudinale d'une section (30x55) cm².**
- **Poutre transversale d'une section (30x50) cm².**

V.2.1 Recommandations du RPA99 /version 2003 (art 7.5.2.1)

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

2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

3- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

La figure (V.1) montre le repérage des poteaux.

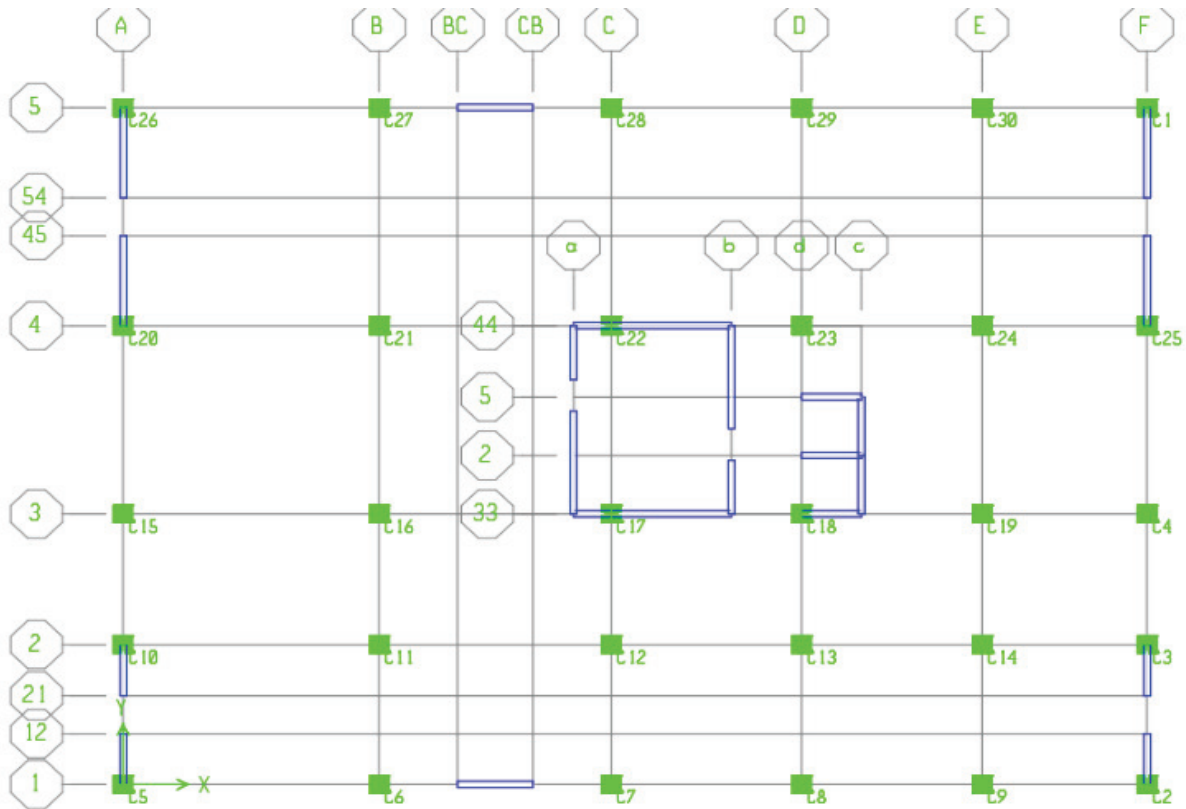


Figure V.1: Plan du repérage.

Le tableau (V.1) résume les données du calcul.

Tableau V.1: Données du calcul.

Situation	Durable	Accidentelle
Fc28	35	35
Ft28	2,7	2,7
Fe	500	500
γ_b	1,5	1,15
Fbu	19,83	30,43
γ_s	1,15	1
Fsu	435	500

V.2.2 Ferrailage des poutres transversales (55x30) :

$b = 30 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 49.5 \text{ cm}$

Condition imposée par le RPA 99/ Version2003 :

Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 49,5 \times \frac{2,7}{500} = 2,05 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Zone courante : } A_{\max RPA} = 4\% \times b \times h = 4 \times \frac{30 \times 55}{100} = 66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max RPA} = 6\% \times b \times h = 6 \times \frac{30 \times 55}{100} = 99 \text{ cm}^2$$

La section minimale : $A_{\min RPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,5 \times \frac{30 \times 55}{100} = 8,25 \text{ cm}^2$

Exemple de ferrailage (poutre B16 etage5) :

En travée : Ferrailage sous la combinaison 1,35G+1,5Q

$$M_{\max trv} = 65,328 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65,328 \times 10^3}{30 \times 49,5^2 \times 19,83} = 0,04$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1,15 \times 200000} = 2,2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 2,2} = 0,617$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4 \alpha_1) = 0,372$$

$$\mu_l = 0,372 > \mu = 0,04 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}}{0,8} = 0,057$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,057) = 0,484 \text{ m}$$

$$\mu = 0,04 \leq 0,186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{65,328 \times 10^3}{48,4 \times 435} = 3,11 \text{ cm}^2$$

Nappe inf : 3HA14 avec $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

Nappe sup : 3HA14 avec $A_{s'} = 4,62 \text{ cm}^2$

Condition imposée par le RPA 99 /Version 2003 :

Condition de non-fragilité : $A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Zone courante : $A_{\max RPA} = 66 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Zone de recouvrement : $A_{\max RPA} = 99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

La section minimale : $A_{\min RPA} = 8,25 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En Appui : Ferrailage sous la combinaison (G+Q+E) :

$$M_{\max ap} = -285,882 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{285,882 \times 10^3}{30 \times 49,5^2 \times 30,43} = 0,13$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1 \times 200000}$$

$$\varepsilon_{sl} = 2,5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 2,5} = 0,583$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4\alpha_l) = 0,358$$

$$\mu_l = 0,358 > \mu = 0,13 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,13}}{0,8} = 0,171$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,171) = 0,461 \text{ m}$$

$$\mu = 0,13 \leq 0,186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{285,882 \times 10^3}{46,1 \times 500} = 12,4 \text{ cm}^2$$

Ferrailage sous la combinaison (0,8G ± E)

$$M_{\text{maxap}} = 177,36 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{177,36 \times 10^3}{30 \times 49,5^2 \times 30,43} = 0,08$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{500}{1 \times 200000} = 2,5 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 2,5} = 0,583$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4\alpha_l) = 0,358$$

$$\mu_l = 0,358 > \mu = 0,08 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08}}{0,8} = 0,103$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,103) = 0,475 \text{ m}$$

$$\mu = 0,08 \leq 0,186 \rightarrow \text{oui}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \rightarrow \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{177,36 \times 10^3}{47,5 \times 500} = 7,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

Nappe sup 6 HA16 avec $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

Nappe inf 5HA14 avec $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$

Condition imposée par le RPA 99/Version 2003 :

Condition de non-fragilité : $A_{\text{min}} = 2,05 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Zone courante : $A_{\text{maxRPA}} = 66 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Zone de recouvrement : $A_{\text{maxRPA}} = 99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

La section minimale : $A_{\text{minRPA}} = 8.25 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On opte pour : Nappe sup 3HA20 + 2HA14 avec $A_s = 12,5 \text{ cm}^2$
 Nappe inf 5HA14 avec $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$

Détermination des Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = \min(14; \frac{550}{35}; \frac{300}{10}) = 14 \text{ mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) 4\text{HA}8$ avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement :

$f_{c28} = 35$; $f_e \text{ E}50 \rightarrow l_r = 34\phi_l$

Selon le **BAEL** on admet les valeurs forfaitaires suivantes :

$l_r = 40\phi_l$ pour HA Fe E40

$l_r = 50\phi_l$ pour HA Fe E50 et RL

$\phi_l = 20 \text{ mm}$ $l_r \geq 40\phi_l = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

$\phi_l = 14 \text{ mm}$ $l_r \geq 40\phi_l = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

L'espacement des armatures transversales :

BAEL91 Article 5.1.23

$$S_t \geq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k)}$$

- A_t : Section d'un cours d'armature transversale.
- S_t : Espacement entre deux cours successifs de cadres ou d'étriers.
- f_{tj} : Contrainte caractéristique de traction du béton à j jours.

- **K :**

$K=1$ cas de flexion simple, sans reprise de bétonnage ou reprise avec indentation $\geq 5 \text{ mm}$.

$K=0$ reprise de bétonnage /fissuration très préjudiciable.

$$S_{t1} \geq \frac{0,9 \times 500 \times 2,01}{1,15 \times 30 \times (1,525 - 0,3 \times 2,7 \times 1)} = 7,92 \text{ cm}$$

$S_{t1} = 20 \text{ cm}$

- **Dispositions constructives minimales espacement des cours de cadres ou d'étriers :**

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 500}{0,4 \times 30}$$

$S_{t2} = 80 \text{ cm}$

- **L'espacement en zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(S_{t1}; S_{t2}; \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right) = \min(20; 80; 13,75; 16,8; 30) = 13,75 \text{ cm}, S_t = 12 \text{ cm}.$$

- L'espaceur en zone courante :

$$St \leq \min \left(st1; st2; \frac{h}{2}; 40 \right) = \min(20; 80; 27,5; 40) = 20 \text{ cm} , St=20 \text{ cm.}$$

- La quantité d'armatures transversales minimales : RPA99/version 2003 (Article 7.5.2.2)

$$At \geq 0,003 \times St \times b$$

$$At = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau (V.2) résume les résultats obtenus par le ferrailage longitudinal des poutres transversales.

Tableau V.2: Ferrailage des poutres transversales 55 x 30.

La poutre la plus sollicitée		Sollicitations			Amin		As calculée		Choix des barres	
		M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	RPA (m ²)	BAEL (m ²)	As1 (m ²)	As2 (m ²)	Inf (m ²)	Sup (m ²)
Story 1-5	Travée	66,328	48,042	52,235	8.25	2,5	3,43	0	3HA14 = 4,62	3HA16 = 6,03
				43,849						
	Appuis	-91,136	-66,063	-285,882	8.25	2,5	7,5	12,4	5HA14 = 7,7	6HA16 = 12,06
				177,368						
Story 6-10	Travée	68,598	49,696	53,515	8.25	2,5	3,61	0	3HA14 = 4,62	3HA14 = 4,62
				35,952						
	Appuis	-113,624	-82,405	-344,055	8.25	2,5	9,85	17,06	3HA16 + 3HA14 = 10,65	5HA20 + 1HA14 = 17,25
				208,406						
Story 11-17	Travée	72,729	52,694	61,487	8.25	2,5	3,84	0	3HA14 = 4,62	3HA14 = 4,62
				43,008						
	Appuis	-135,034	-97,987	-346,746	8.25	2,5	8,68	17,2	3HA16 + 3HA14 = 10,65	5HA20 + 1HA14 = 17,25
				185,045						

Le tableau (V.3) résume les résultats obtenus pour le ferrailage transversale des éléments transversales.

Tableau V.3: Choix des armatures transversales.

	Diamètre des armature transversale		Espaceur zone nodale		Espaceur zone courante		At min RPA (cm)
	Dmax (mm)	Choix diamètres Φt (mm)	Espaceur max (cm)	Choix d'espaceur St (cm)	Espaceur max (cm)	Choix d'espaceur (cm)	
Story 1-5	14	8	13,75	12	20	20	1,8
Story 6-10	14	8	13,75	12	20	20	1,8
Story 11-17	14	8	13,75	12	20	20	1,8

➤ **Vérifications à ELU:**

Base -niveau 5 :

• **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{226,41 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,495} = 1,525 \text{ MPA}$$

La contrainte τ_u doit être en plus égale au plus de la valeur $\bar{\tau}_u = \min \{0,15f_{c28} , 4\text{MPa}\}$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 1,525 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 4\text{MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$a = h - 20 - c = 500\text{mm} \quad b = 300\text{mm}$$

$$V_u = 226,41 \text{ KN} \leq 1401,75 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures inférieures minimales en appui :**

$$A_{\min} = \frac{V_u \times x_{ys}}{f_e} = \frac{226,41 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 520,74 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 5.207 \text{ cm}^2 < A_s = 19,85 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

La liaison entre une armature et le béton est mesuré par la contrainte d'adhérence τ_s définit par la formule :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u}$$

V_u : effort tranchant [N].

u : périmètre d'une barre ou d'un paquet de barre [mm].

$$\tau_s = \frac{226,41 \times 10^3}{0,9 \times 495 \times 496,37} = 1,024 \text{ MPA}$$

La contrainte d'adhérence ultime est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement donné par le **C.B.A 93**, cas des armatures à haute résistance

$$\psi_s = 1,5 .$$

$$\tau_{su} = 3,64 \text{ MPA} \quad \tau_s < \tau_{su} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Niveau 6 -Niveau 10 :

• **Vérification de la Contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{167,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,495} = 1,238 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1,238 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée .

- **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$a = h - 20 - c = 500 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm}$$

$V_u = 167,07 \text{ KN} \leq 1401,75 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures inférieures minimales en appui :**

$$A_{\min} = \frac{167,07 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 384,261 \text{ mm}^2$$

$A_{\min} = 3,842 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ appuis}} = 24,69 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{167,07 \times 10^3}{0,9 \times 495 \times 339,3} = 1,1 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{su} = 3,645 \text{ MPa}$$

$\tau_s < \tau_{su} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Niveau 11 -Niveau 17 :

- **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$V_u = 172,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{172,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,495} = 1,278 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1,278 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée .

- **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$a = h - 20 - c = 500 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm}$$

$V_u = 172,57 \text{ KN} \leq 1401,75 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification des armatures inférieures minimales en appui :**

$$A_{\min} = \frac{172,57 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 397 \text{ mm}^2$$

$A_{\min} = 3,97 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ appuis}} = 24,69 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{172,57 \times 10^3}{0,9 \times 495 \times 339,3} = 1,14 \text{ MPa} \quad \tau_{su} = 3,645 \text{ MPa}$$

$\tau_s < \tau_{su} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS

Le tableau (V.4) résume les résultats de vérification à l'ELS.

Tableau V.4: Vérification de la contrainte de compression.

Vérification de la contrainte de compression								
Niveau	Position	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	M ser (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} >σ _{bc}
1-5	Travée	4,62	6,03	13,26	142106,126	48,042	4,482	Vérifiée
	Appuis	7,7	12,06	17,05	240052,92	-66,06	4,692	Vérifiée
6-10	Travée	4,62	4,62	11,76	114968,314	49,696	5,083	Vérifiée
	Appuis	10,65	17,25	19,08	308901,19	-82,405	5,089	Vérifiée
11-17	Travée	4,62	4,62	11,76	114968,31	52,69	5,389	Vérifiée
	Appuis	10,65	17,25	19,08	308901,19	-97,987	6,052	Vérifiée

V.2.3 Vérification de la flèche poutres 55x30 :

La poutre porteuse

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{E_{VJ}I_b}$$

E_{VJ} : Module de déformation différé. $E_{VJ} = 35981,73$ MPa

$$q_{\text{ser}} = \frac{(V_{\text{debut}} + V_{\text{fin}})}{L} = \frac{160,72 + 143,4}{6,9} = 44,07 \text{ KN/ml}$$

$$I_b : \text{moment d'inertie, } I_b = \frac{b \times h^3}{12} = 415937,5 \text{ cm}^4$$

L : portée de la poutre, L=6,9 m

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{44,7 \times 690^4}{359817,3 \times 303218,43} = 0,88 \text{ cm}$$

$$f_{\text{add}} = 0,001 \times L + 0,5 = 1,19 \text{ cm}$$

$f_{\text{add}} > f_{\max}$ condition vérifiée.

V.2.4 Ferrailage des poutres longitudinales 50x30

b = 30 cm; h = 50 cm; d = 0.9 × h = 45cm

Condition imposée par le RPA 99/ version 2003 :

$$\text{Condition de non-fragilité : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,7}{500} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_{\max \text{ RPA}} = 4\% \times b \times h = 4 \times \frac{30 \times 50}{100} = 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max \text{ RPA}} = 6\% \times b \times h = 6 \times \frac{30 \times 55}{100} = 90 \text{ cm}^2$$

$$\text{La section minimale : } A_{\min \text{ RPA}} = 0,5\% \times b \times h = 0,5 \times \frac{30 \times 50}{100} = 7,5 \text{ cm}^2$$

Le tableau (V.5) résumé les résultats obtenus pour les ferrailages longitudinale des poutres longitudinales 50x30.

Tableau V.5: Armatures longitudinales.

La poutre la plus sollicitée		Sollicitation			Amin		As calculee		Choix des barres	
		M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	RPA (m ²)	BAEL (m ²)	As1 (m ²)	As2 (m ²)	Inf (m ²)	Sup (m ²)
Story 1-5	Travée	151,279	107,135	109,64 52,766	7,5	1,68	8,3	0	6HA14 =9,24	3HA16 =6,03
	Appuis	-213,025	-151,1	-214,514 -9,267	7,5	1,68	0	12,1	3HA14= 4,62	6HA16 =12,06
Story 6-10	Travée	107,715	79,429	83,95 52,929	7,5	1,68	5,8	0	3HA16 =6,03	3HA16 =6,03
	Appuis	1-196,9	-143,13	-241,675 3,656	7,5	1,68	0,16	11,55	3HA14= 4,62	6HA16 =12,06
Story 11-17	Travée	198,673	145,45	149,593 99,662	7,5	1,68	11,2	0	6HA16= 12,06	3HA16 =6,03
	Appuis	-290,638	-212,48	-270,211 -92,076	7,5	1,68	0	13,04	3HA16 =6,03	1HA20 5HA16 =13,19
Poutre entre voiles	Travée	-21,042	-15,33	-376,363 350,604	7,5	1,68	17,1	18,5	6HA20= 18,85	6HA20 =18,85
	Appuis	17,543	12,783	-422,562 444,047	7,5	1,68	22,1	20,7	3HA20 3HA25 = 24,25	3HA20+ 3HA25 = 24,25

Détermination des Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(14; \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = 14\text{mm}$$

Donc on prend : $\phi_t = 8\text{mm} \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) 4\text{HA}8$ avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$

- Longueur de recouvrement :

$$\phi_l = 20\text{mm} \quad l_r \geq 40\phi_l = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

$$\phi_l = 14\text{mm} \quad l_r \geq 40\phi_l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

- L'espacement des armatures transversales : BAEL91 A.5.1 ,23

$$St1 \geq \frac{0,9 \times 500 \times 2,01}{1,15 \times 30 \times (1,52 - 0,3 \times 2,7 \times 1)} = 7,92\text{cm} \quad , \quad St1 = 20\text{cm}$$

- Disposition constructives minimales Espacement des cours de cadres ou d'étriers (BAEL91 Art A.5.2)

$$St2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 500}{0,4 \times 30} \quad , \quad St2 = 80\text{cm}$$

- L'espacement en zone nodale :

$$St \leq \min(st1; st2; \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30) = \min(20; 80; 12,5; 16,8; 30) = 12,5 \quad , \quad St = 12\text{cm}$$

Øl : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales.

- **L'espacement en zone courante :**

$$St \leq \min(st1; st2; \frac{h}{2}; 40) = \min(20; 80; 25; 40) = 20\text{cm}, \quad St=20\text{cm}$$

- **La quantité des armatures transversales minimales : RPA99/version 2003 Art 7.5.2.2**

$$At \geq 0,003 \times St \times b = 2,01 \geq 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau (V.6) résume les résultats de ce calcul.

Tableau V.6: Choix des armatures transversales poutre (50 x 30).

	Diamètre des armature transversale		Espacement zone nodale		Espacement zone courante		At min RPA (m²)
	Dmax (m²)	Choix diamètres Φt (m²)	Espacement max (cm)	Choix d'espacement St (cm)	Espacement max (cm)	Choix d'espacement St (cm)	
Base Story 5	14	8	12,5	12	20	20	1.8
Story6 Story10	14	8	12,5	12	20	20	1.8
Story10 Story11	14	8	12,5	12	20	20	1.8

➤ **Vérification à L'ELU**

-Base -niveau5 :

- **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{206,12 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 1,527 \text{ MPa}, \quad \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,527 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$a = h - 20 - c = 450\text{mm} \quad b = 300\text{mm}$$

$$V_u = 206,12 \text{ KN} \leq 1261,575 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures inferieures minimales en appui :**

$$A_{\min} = \frac{V_u \times y_{\text{ys}}}{f_e} = \frac{206,12 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 474,076 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 4.7407 \text{ cm}^2 < A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u} = \frac{206,12 \times 10^3}{0,9 \times 450 \times 565,48} = 0,9 \text{ Mpa}, \quad \tau_{su} = 3,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_s < \tau_{su} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-niveau6 -niveau10 :

- **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{157,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 1,163 \text{ MPa}, \quad \bar{\tau}_u = 4,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,163 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4,67 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$a = h - 20 - c = 450 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm}$$

$$V_u = 157,07 \text{ KN} \leq 1261,575 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures inférieures minimales en appui :**

$$A_{\min} = \frac{V_u \times s_y}{f_e} = \frac{157,07 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 361,261 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 3,612 \text{ cm}^2 < A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u} = \frac{157,07 \times 10^3}{0,9 \times 450 \times 565,48} = 0,685 \text{ MPa}, \quad \tau_{su} = 3,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_s < \tau_{su} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-niveau11 -niveau17 :

- **Vérification de la contrainte tangentielle maximale :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{272,6 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 2,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,019 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la bielle comprimée :**

$$V_u < 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

$$a = h - 20 - c = 450 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm}$$

$$V_u = 272,6 \leq 1261,575 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures inférieures minimales en appui :**

$$A_{\min} = \frac{V_u \times s_y}{f_e} = \frac{272,6 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 626,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 6,2698 \text{ cm}^2 < A_s = 12,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u} = \frac{272,6 \times 10^3}{0,9 \times 450 \times 615,75} = 1,093 \text{ MPa}, \quad \tau_{su} = 3,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_s < \tau_{su} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

Le tableau (V.7) résume la vérification de la contrainte de compression.

Tableau V.7: Vérification de la contrainte de compression poutre.

Vérification de la contrainte de compression								
Niveau	Position	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	M ser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$
1-5	Travée	9,24	6,03	11,5119	116691,422	107,135	10,5691352	Vérifiée
	Appuis	4,62	12,06	16,77	191327,919	-151,1	13,2440002	Vérifiée
6-10	Travée	6,03	6,03	12,18	115497,757	79,429	8,37631177	Vérifiée
	Appuis	4,62	12,06	16,77	191327,919	143,15	12,5471782	Vérifiée
11-17	Travée	12,06	6,03	10,99	117895,448	145,45	13,5585854	Vérifiée
	Appuis	6,03	13,19	17,03	204172,749	-212,48	17,7229058	Vérifiée
Entre voile	Travée	18,85	18,85	16,91	271457,174	-15,33	0,95495837	Vérifiée
	Appuis	24,25	24,25	17,89	324596,147	12,783	0,70453045	Vérifiée

Les figures (V.2) et (V.3) montrent le choix des barres pour les longitudinales et transversales.

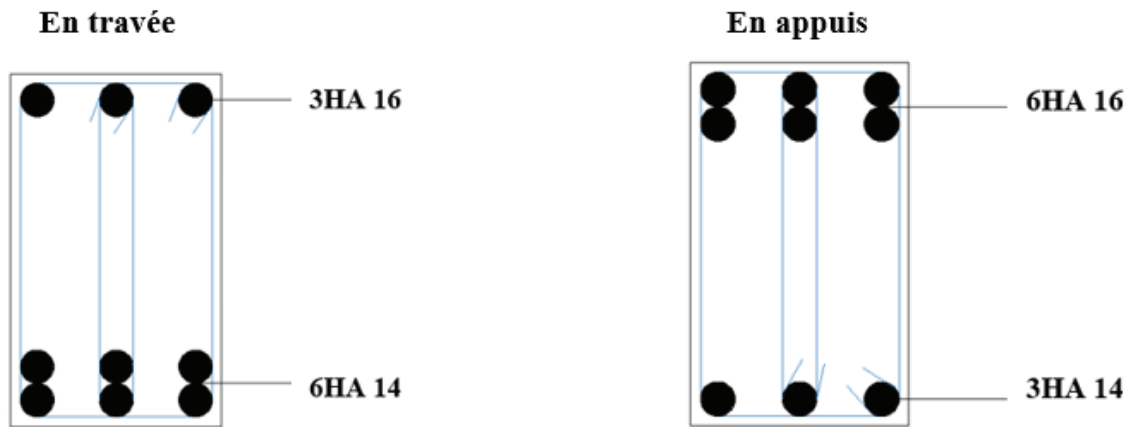


Figure V.2: Schéma ferrailage des poutres longitudinales 50 x 30.

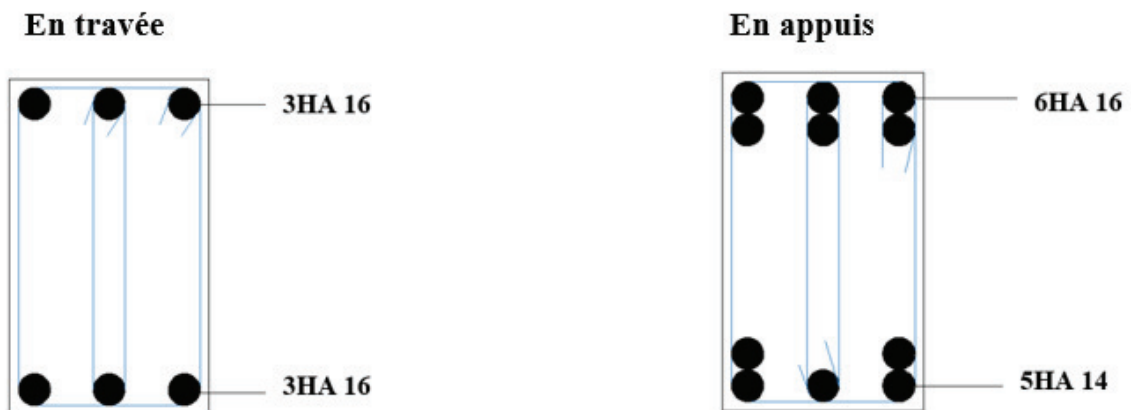


Figure V.3: Schéma ferrailage des poutres transversales 55 x 30.

V.3 POTEAUX

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composée.

V.3.1 Recommandations exigées par le RPA 99/ version 2003 (art .7.4.2)

- **Les armatures longitudinales**

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

- Leur pourcentage minimal sera de :
 - 0,8% en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40 Ø en zone I et IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I et IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- **Armatures transversales**

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

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

V_u est l'effort tranchant de calcul.

h₁ hauteur totale de la section brute.

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t est l'espacement des armatures transversales; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale :

$S_t \leq \text{Min} (10\text{Ø}, 15\text{cm})$ en zone I et IIa.

Dans la zone courante :

$St' \leq 15 \varnothing \ell$ en zone I et IIa.

$\varnothing \ell$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $At/t.b1$ en % est donnée comme suit

Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes λ_g est l'élanement géométrique du poteau.

➤ **Vérifications spécifiques**

• **Sollicitations normales RPA 99/version (art.7.4.3.1)**

Afin de prévenir ou de limiter les risques de rupture fragile résultant de sollicitations sismiques globales, on doit vérifier l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$N_u \leq N_{u\lim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

• **Sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

La figure (V.3) montre la disposition des poteaux.

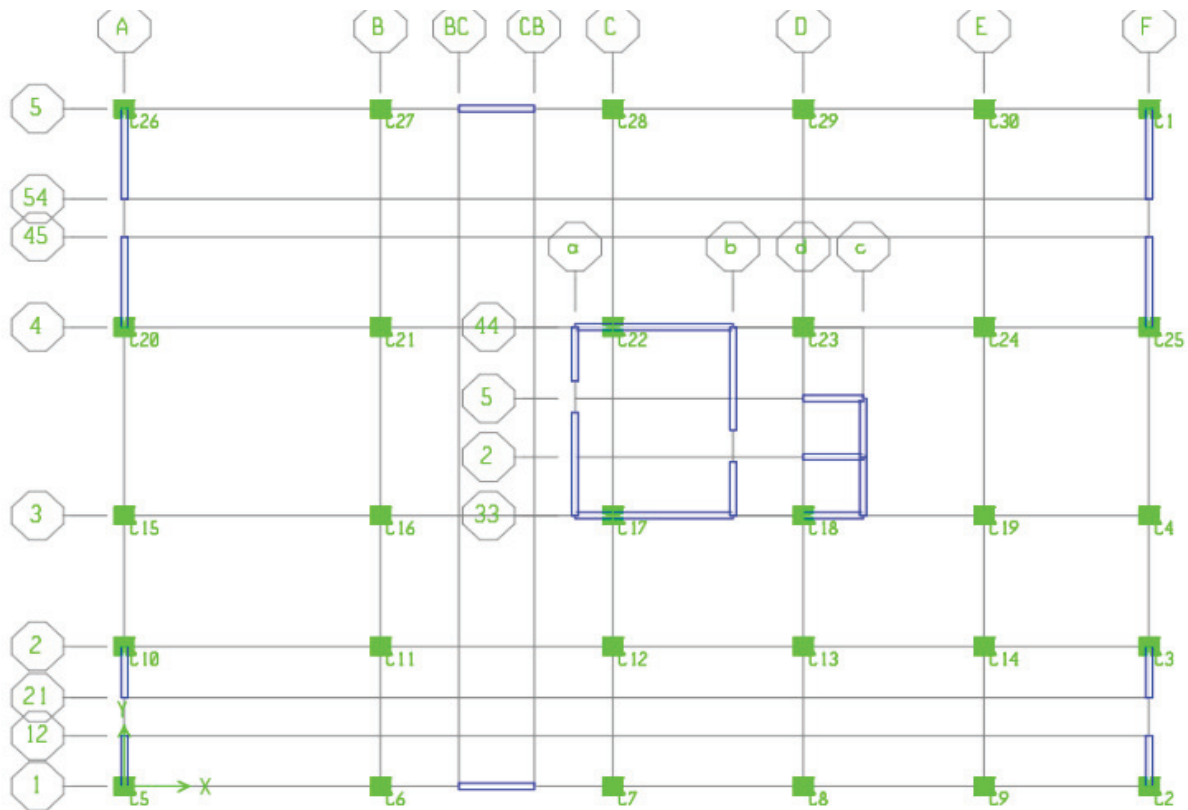


Figure V.4: Disposition des poteaux.

Le tableau (V.8) résumé les efforts des poteaux les plus sollicités.

Tableau V.8: Effort dans les poteaux.

POTEAU	Combinaison	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
C21	ELU	$N_{max} = -9052,25$	24,67	$M_{corr} = 25,898$
C18	08GEY	$N_{min} = 1129,13$	92,74	$M_{corr} = 337,052$
C18	GQEX	$N_{corr} = -4630,38$	-335,35	$M_{max} = -573,332$

V.3.2 Exemple de calcul

1^{er} CAS : (Poteau - C21- 85x85)

$N_{max} = -9052,25 \text{ KN}$

$M_{corres} = 25,826 \text{ KN.m}$

$GC = e = M/N = 0,0028 \text{ m}$

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène, est N est un effort de compression donc : SEC

$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 19.83 \text{ MPa}$

$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$

$A = (0,337 \times 0,85 - 0,81 \times 0,085) \times 0,85^2 \times 19.83 = 3.117 \text{ MN.m}$

$B = N_u (d - c') - M_{ua}$

$M_{ua} = N_u \times a + M_u$

$a = (d - h/2) = 0,765 - 0,85/2 = 0.34 \text{ m}$

$M_{ua} = 25,898 \cdot 10^{-3} + 9052,25 \cdot 10^{-3} \times 0,34 = 3.103 \text{ MN.m}$

$B = 9.052 \times (0,765 - 0,085) - 3.103 = 3.052 \text{ MN.m}$

$C = (0.5h - c') b h f_{bu}$

$C = (0.5 \times 0.85 - 0.085) \times 0.85^2 \times 19.83 = 4.871 \text{ MN.m}$

$B < C$ on aura A's uniquement.

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_{uA}}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{3.052}{0.85 \times 0.85^2 \times 19.83}}{0.857 - \frac{0.085}{0.85}} = 0.802$$

$\epsilon'_s = 2.10^{-3} \left[1 + \left(1.719 - 4.010 \frac{c}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right]$

$\epsilon'_s = 2.10^{-3} \left[1 + \left(1.719 - 4.010 \frac{0.085}{0.85} \right) \sqrt{1 - 0.802} \right] = 3.17 \times 10^{-3} > \epsilon_{es}$

$\sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} \approx 435 \text{ Mpa}$

$A'_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bu}}{\sigma'_s} = \frac{9.052 - 0.802 \times 0.85 \times 0.85 \times 19.83}{435} = -0.0056 \text{ m}^2 < 0$

2^{eme} CAS : (Poteau - C18- 85x85)

$N_{min} = 1129,13 \text{ KN}$

$M_{corres} = 337,052 \text{ KN.m}$

$GC = e = M/N = 0,298 \text{ m}$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section et se trouve entre les deux traces d'armatures, donc la section est entièrement tendue (SET).

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_{a2}}{(d-c') \cdot \sigma_{s10}}$$

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_{a1}}{(d-c') \cdot \sigma_{s10}}$$

$$e_{a1} = \frac{h}{2} - c' + e = \frac{0.85}{2} - 0.085 + 0.298 = 0.638 \text{ m}$$

$$e_{a2} = \frac{h}{2} - c' - e = \frac{0.85}{2} - 0.085 + 0.298 = 0.042 \text{ m}$$

$$\sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = \frac{N_u \cdot e_{a2}}{(d-c') \cdot \sigma_{s10}} = \frac{1.129 \times 0.042}{(0.765 - 0.085) \times 500} \times 10^4 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \cdot e_{a1}}{(d-c') \cdot \sigma_{s10}} = \frac{1.129 \times 0.638}{(0.765 - 0.085) \times 500} \times 10^4 = 21.18 \text{ cm}^2$$

3^{eme} CAS : (Poteau - C18- 85x85)

$$M_{\max} = -573,332 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corres}} = -4630,38 \text{ KN}$$

$$GC = e = M/N = \mathbf{0,124m}$$

Le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène, est N est un effort de compression donc : SEC

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 25.9 \text{ MPa}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.85 - 0.81 \times 0.085) \times 0.85^2 \times 25.9 = 4.072 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot a + M_u$$

$$a = (d - h/2) = 0.765 - 0.85/2 = 0.34 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 2.147 \text{ MN.m}$$

$$B = 1.0014 \text{ MN.m}$$

$$C = (0.5h - c') b h f_{bu}$$

$$C = (0.5 \times 0.85 - 0.085) \times 0.85^2 \times 25.9 = 6.362 \text{ MN.m}$$

$B < C$ on aura A's uniquement.

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_{uA}}{bh^2 f_{bu}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{1.0014}{0.85 \times 0.85^2 \times 25.9}}{0.857 - \frac{0.085}{0.85}} = 0.554$$

$$\varepsilon'_s = 2.10^{-3} \left[1 + \left(1.719 - 4.010 \frac{c}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right]$$

$$\varepsilon'_s = 2.10^{-3} \left[1 + \left(1.719 - 4.010 \frac{0.085}{0.85} \right) \sqrt{1 - 0.554} \right] = 3.76 \times 10^{-3} > \varepsilon_{es}$$

$$\sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ Mpa}$$

$$A'_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bu}}{\sigma'_s} = \frac{4.63 - 0.554 \times 0.85 \times 0.85 \times 25.9}{500} = -0.011 \text{ m}^2 < 0$$

Dispositions constructives :

$$A_{min} \geq \text{Max} (4U, 0.2\%B) = \text{Max}((4 \times 4 \times 0.85), (\frac{0.2 \times B}{100})) = \text{Max} (13.6, 14.45) = 14.45 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{min} \geq 14.45 \text{ cm}^2$.

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

• Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,8% en zone IIa

$$A_{minRPA} = \frac{0.8 \times B}{100} = \frac{0.8 \times 85^2}{100} = 57.8 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend $A_s = 57.8 \text{ cm}^2$.

$$A_s \leq \frac{5 \times B}{100} = \frac{5 \times 85^2}{100} = 361.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour **20HA20** avec $A_s = 62.82 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 62.82 \leq 361.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et IIa \rightarrow **C'est vérifié.**

Détermination des armatures transversales :

- Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40 \emptyset en zone I et IIa.

$$\emptyset l = 25 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \emptyset l = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$$

- Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset t \geq \frac{\emptyset l_{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$$

Donc on choisit $\emptyset t = 10 \text{ mm}$

- Espacement des armatures transversales :

Selon le **RPA99/Version 2003 (art7.4.2.2)**

Dans la zone nodale : $St1 \leq \min (10 \emptyset l_{min} ; 15 \text{ cm}) = (20 ; 15) = 15 \text{ cm}$.

On choisit $St = 15 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $St1' \leq 15 \emptyset l_{min} = 30 \text{ cm}$.

On choisit $St' = 30 \text{ cm}$

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

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{261.8}{85} = 3.08$$

$$\lambda_g = 3.08 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$t = \frac{3 \times 10^{-4} \times 0.85 \times 500}{3.75 \times 24.63 \times 10^{-3}} = 1.38 \text{ m} > St = 15 \text{ cm} \rightarrow c' \text{ est vérifiée.}$$

Dans la zone nodale :

$$t = 1.38 \text{ m} > St = 15 \text{ cm} \rightarrow c' \text{ est vérifiée .}$$

Dans la zone courante :

$$t = 1.38 \text{ m} > St = 20 \text{ cm} \rightarrow c' \text{ est vérifiée .}$$

La quantité d'armatures transversales minimale $At/t.b1$ en % est donnée comme suit

$$\frac{At}{t \times b} = \frac{4.71}{15 \times 85} = 0.0036 > 0.3 \%$$

V.3.2.1 Vérifications spécifiques

- **Vérification de l'effort normal réduit selon B.A.E.L 91:**

Après avoir déterminer le ferrailage du poteau, Nous procédons maintenant à la vérification de l'effort normal ultime que peut supporter le poteau selon la formule suivante :

$$N_u \leq N_{u\text{lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Longueur du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } l_f = 0.7 l_0$$

Avec :

- **l_f** : Longueur de flambement.
- **i** : Rayon de giration.
- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- **B** : section du Poteau.

$$i = \sqrt{\frac{4350052.083}{7225}} = 24.537$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{261.8}{24.537} = 10.69 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(10.69/35)^2} = 0.834$$

Pour une section rectangulaire :

$$B' = (a - 0.02)^2$$

Avec :

B' : Section réduite du poteau

$$B' = (0.85 - 0.02)^2 = 0.6889 \text{ m}^2$$

$$N_{u\text{lim}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.834 \left[\frac{0.6889 \times 35}{0.9 \times 1.5} + 0.006282 \times \frac{500}{1.15} \right] = 17.17 \text{ MPa}$$

$$N_u = 9.052 \leq N_{u\text{lim}} = 17.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On doit vérifier la contrainte tangentielle maximale, elle ne doit pas dépasser la contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_u$, la valeur sollicitant le poteau est déterminée en fonction de l'élanement du poteau (RPA 2003, Art 7.4.2.1).

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

ρ_d : coefficient en fonction de la valeur de l'élanement λ ;

Si $\lambda \geq 5$; $\rho_d = 0,075$, Sinon $\rho_d = 0,04$

Longueur du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } l_f = 0.7 l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{4350052.083}{7225}} = 24.537$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{261.8}{24.537} = 10.69 > 5$$

$$\lambda = 10.69 \rightarrow \rho_d = 0,075 \rightarrow \bar{\tau}_u = 35 \times 0,075 = 2.625 \text{ Mpa}$$

Nous calculons la contrainte tangentielle maximale $\tau_{u\max}$:

$$\tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b_0 d} = \frac{0,33535}{0,85 \times 0,765} = 0,516 \text{ Mpa}$$

$\rightarrow (\tau_{u\max} = 0,516 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 2.625 \text{ MPa}) \rightarrow$ Condition vérifiée.

Le tableaux (V.9) a (V.12) résume les résultats.

Tableau V.9: Sollicitations du poteau le plus sollicité dans chaque région.

Poteaux		Sollicitations	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)
Pot 70x70 (cm ²)	C21	ELU	-5601,99	36.75	48,573
	C23	08GEY	-3,82	93.31	147,309
	C23	GQEX	-3225,1	-72.7	-327,123
Pot 55x55 (cm ²)	C21	ELU	-3004,78	36.84	49,428
	C18	08GEX	-239,45	184.69	143,873
	C15	GQEY	-1611,13	-190.56	-265,478

Récapitulation du ferrailage des sections :

Le ferrailage est calculé par ROBOT EXPERT (flexion composée).

Les tableaux (V.10) à (V.12) résument les principaux résultats.

Tableau V.10: Ferrailage des sections par ROBOT EXPERT.

	Amin (cm ²)	As calculée (cm ²)		As adoptée (cm ²)	
	RPA99 (cm ²)	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)	As ₁ (cm ²)	As ₂ (cm ²)
Pot 70x70	39.2	30.3	30.3	10HA20=31.42	10HA20=31.42
Pot 55x55	24.2	17	17	6HA20 = 18.85	6HA20 = 18.85

Vérification de l'effort normal réduit selon B.A.E.L 91:

Tableau V.11: Vérification de l'effort normal réduit.

	lf (m)	i (m)	λ	α	B' (m ²)	N _{u lim} (MPa)	N _u (MPa)	Vérification
Poteau 70 × 70	2.14	20.21	0.11	0.85	0.46	12.05	5.60	oui
Poteau 55 × 55	2.14	15.88	0.13	0.85	0.28	115.34	3.00	oui

Vérification de la contrainte tangentielle (RPA99/Version 2003, Art 7.4.2.1) :

Tableau V.12: Vérification de la contrainte tangentielle.

Pot 70x70	lf (m)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_{u\max} < \bar{\tau}_u$
	2.14	0.11	0.04	1.4	
	V _{u\max} (KN)	b ₀ (m)	d (m)	$\tau_{u\max}$ (MPa)	
	147.309	0.7	0.63	0.33	
Pot 55x55	lf (m)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_{u\max} < \bar{\tau}_u$
	2.14	0.13	0.04	1.4	
	V _{u\max} (KN)	b ₀ (m)	d (m)	$\tau_{u\max}$ (MPa)	
	265.478	0.55	0.495	0.98	

La figure (V.5) schématise le ferrailage des poteaux et le choix des barres.

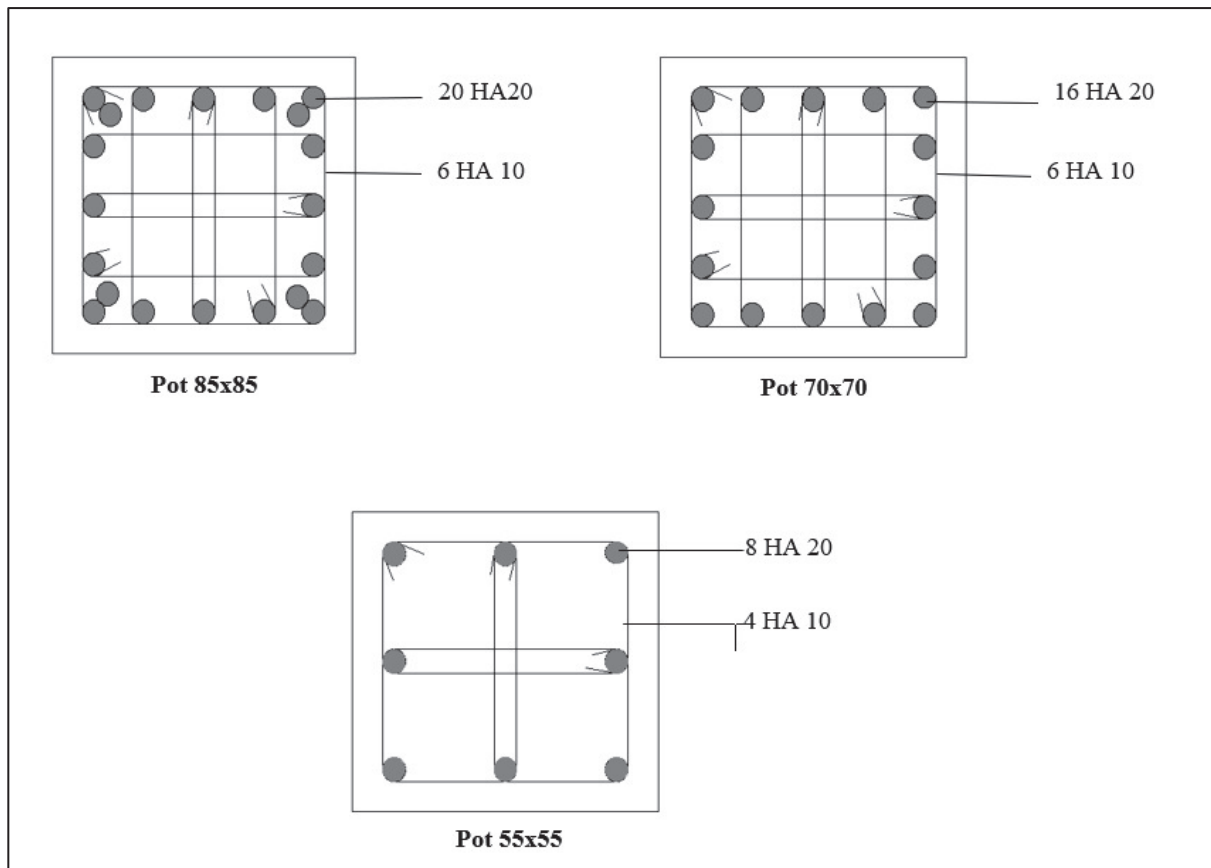


Figure V.5: Schémas du ferrailage des poteaux.

V.4 VOILES

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur. Selon le **RPA99/version 2003** l>4a.

Ils sont des éléments porteurs rigides en béton- armé destinés à transmettre les charges latérales aux les fondations.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et le **RPA99/version 2003**, sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée et au cisaillement.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les combinaisons retenues sont :

$$G + Q \pm EX$$

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8 G \pm EX$$

$$0,8 G \pm EY$$

V.4.1 Recommandations du RPA99/version2003 :

- **Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version 2003** :

- a) - L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- b) - Les barres verticales des zones extrêmes devrait être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- c) - Les barres verticales de ces derniers doivent être munis des crochets (jonction de recouvrement).
- d) - A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétrique en raison du chargement en termes de moment).
- e) - Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante, égale à 0.10%.

f) - Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- **Aciers horizontaux :**

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile, Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕl) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕt).

Le tableau (V.13) résume ces conditions.

Tableau V.13: Les armatures horizontales.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕt (mm)
$\phi l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	10
$12\text{mm} < \phi l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi$	10
$20\text{mm} < \phi l$		8

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

L'espaceur :

L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S < 1.5 e \quad \text{avec } e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S < 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $40\Phi = 48\text{cm}$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible. $20\Phi = 24\text{cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2 Exemple de calcul (Le voile le plus sollicité) VL 4 (ab) :

V.4.2.1 Méthode des contraintes :

- Caractéristiques géométriques :

$$b = 0,2\text{m} \quad L = 4,62\text{m} \quad S = b \times L = 0,924 \text{ cm}^2 \quad I = \frac{b \times L^3}{12} = 1.997\text{m}^4$$

Nous procédons à la détermination de la section d'armatures avec les combinaisons suivantes :

(RPA 99 / version 2003 Art 5.2)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I}v$$

N et **M** : sont respectivement l'effort normal et le moment fléchissant.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V : demi-largeur du voile.

$$\begin{cases} N_{u,max} = 9701.72 \text{ KN}, M_{corr} = 12159.2 \text{ KN.m} \\ N_{u,min} = 798.97 \text{ KN}, M_{corr} = 12063.6 \text{ KN.m} \\ M_{max} = 12183 \text{ KN.m}, N_{corr} = 12076.4 \text{ KN} \end{cases}$$

L_c et L_t : sont les largeurs comprimées et tendues.

$$L_c = \frac{\sigma_c \times L}{\sigma_c + |\sigma_t|}$$

$$L_t = L - L_c$$

Le tableau (V.14) résume les sollicitations.

Tableau V.14: Sollicitations.

Cas	N_u (KN)	M_u (KN.m)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	L_c (m)	L_t (m)
1	9701.72	12159.2	27.59	- 6.59	3.73	0.89
2	798.97	12063.6	17.82	- 16.09	2.43	2.19
3	12076.4	12183	18.43	- 15.81	2.49	2.13

- Ferrailage de la zone d'about :

Nous déterminons la contrainte moyenne de la zone d'about :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_t \times (L_T - 0,25)}{L_T} \quad \sigma_{moy} = (\sigma_1 + \sigma_t) / 2$$

Le tableau (V.15) résume la contrainte de la zone d'about.

Tableau V.15: La contrainte de la zone d'about.

Cas	σ_t (MPa)	L_t (m)	σ_1 (MPa)	σ_{moy} (MPa)
1	- 6.59	0.89	-4.74	-5.67
2	- 16.09	2.19	14.26	15.17
3	- 15.81	2.13	13.96	14.88

A partir des valeurs des contraintes moyennes, on détermine l'effort normal de traction de la zone d'about pour chaque un des 3 cas et ensuite, nous déterminons le ferrailage, puis on retient la valeur maximale :

$$N_{moy} = \sigma_{moy} \times A_{about}$$

A_{about} : aire de la section de la zone d'about.

$$A_{s, about} = \frac{N_{moy}}{f_e / \gamma_s}$$

Le tableau (V.16) résume le ferrailage de la zone d'about.

Tableau V.16: Ferrailage de la zone d'about.

Cas	σ_{moy} (MPa)	N_{moy} (MN)	f_e (MPa)	$A_{s, about}$ (cm ²)
1	-5.67	0.28	500	5.67
2	15.17	0.759	500	15.17
3	14.88	0.744	500	14.88

V.4.2.2 Méthode de la flexion composée :

$$L=4,62 \text{ m} \quad b=0,2 \text{ m} \quad d=4,158 \text{ m}$$

Selon la combinaison : (0,8G+E)

$$N = 798,96 \text{ KN} \quad M=1206,63 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 15 \text{ m}$$

L'effort N est de compression et le centre de pression est à l'extérieur des deux traces d'armature, nous sommes dans le cas d'une section partiellement comprimée.

$A_s' = A_s'$ flexion simple

$$A_s = A_s \text{ flexion simple} - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 13540,108 \text{ Kn.m}$$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{y_{b,0}} = 0,85 \frac{35}{1,15 \cdot 0,85} = 30,43 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,13$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{y_s \cdot E_s} = 0,0025$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5+2,5} = 0,583$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times (1 - 0,4 \times \alpha_l) = 0,358$$

$$\mu_l \geq \mu$$

La section est sans acier comprimer :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = 0,173$$

$$z = dx(1 - 0,4x\alpha) = 3,871 \text{ m}$$

$$\mu \leq 0,186$$

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{y_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_s(\text{ flexion simple }) = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_s} = 69,96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s \text{ flexion simple} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 69,96 - 15,979 = 53,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$

Section minimale d'armatures longitudinales :

$$A_{smin} = 0,0015 \times 20 \times 462 = 13,86 \text{ cm}^2$$

Les tableaux (V.22) à (V.22) résument les principaux résultats.

Tableau V.17: Ferrailage des voiles dans le sens x - première région - (1^{er} étage).

	L (m)	B (m)	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Choix	As (cm ²)
VL 1BC VL 5BC	2,2	0,2	1442,776	1698,157	3,8	6,6	6HA12	6,78
			2464,313	1708,349	0			
			2464,313	1708,349	0			
VL(5)(DC) VL(2)(DC)	1,75	0,2	37,16481	837,7691	10,63	5,25	6HA16	12,06
			2290,745	834,9291	0			
			37,16481	837,7691	10,63			
VL 3 (DC) POT	2,175	0,2	1457,881	2411,298	12,94	6,525	6HA16 +2HA12	14,32
			5391,76	2415,476	0			
			5391,76	2415,476	0			

Tableau V.18: Ferrailage des voiles dans le sens y - première région - (1^{er} étage).

	L (m)	B (m)	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)	Choix	As (cm ²)
VT A 212 VT A 112 VT F 212 VT F 112	2,025	0,2	-2505,66	2539,804	59,09	6	20HA20	62,82
			9032,92	2540,631	21,74			
			9032,92	2540,631	21,74			
VA 545 VA 445 VT F 545 VT F 445	3,275	0,2	-4066,59	8340,821	103	9,825	20HA25	98,17
			13002,31	8389,869	37,77			
			13002,31	8389,869	37,77			
VT(A)(5)4 VT(B)(2) 3	1,7	0,2	61,08656	608,8326	7,53	5,1	6HA16	9,23
			2425,352	626,8567	0			
			2425,352	626,8567	0			
VT(A) 3(5) VT(B)4 (2)	3,52	0,2	745,401	3268,539	13,63	10,56	10HA14	15,39
			4321,16	3208,385	0			
			3282,861	1679,335	0			
VT(C)(2)(5) VT(C) 3(2)	1,85	0,2	-453,464	594,3867	12,21	5,55	4HA16 2HA20	14,32
			2852,939	524,7365	0			
			-32,29	606,705	9,03			

Tableau V.19: Ferrailage des voiles dans le sens x - deuxième région - (2^{ème} étage-6^{ème} étage).

	L (m)	B (m)	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Choix	As (cm ²)
VL 1BC VL 5BC	2.2	0.2	1350,005	1010,39	0	6,6	6HA12	6,78
			2304,032	1024,243	0			
			2304,032	1024,243	0			
VI(5)(DC) VL(2)(DC)	1,75	0,2	-194,958	442,2829	7,83	5,25	6HA14	9,23
			2389,708	432,9341	0			
			184,5051	443,8534	3,76			
VL 3 (DC) POT	2,175	0,2	1586,148	1531,413	0,69	6,525	6HA12	6,78
			4864,335	1554,266	0			
			4864,335	1554,266	0			

Tableau V.20: Ferrailage des voiles dans le sens y - deuxième région - (2^{ème} étage-6^{ème} étage).

	L (m)	B (m)	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Choix	As (cm ²)
VT A 212 VT A 112 VT F 212 VT F 112	2,025	0,2	-2246,36	1406,7	39,83	6	10HA20 4HA16	39,45
			8374,635	1450,017	0			
			8374,635	1450,017	0			
VA 545 VA 445 VT F 545 VT F 445	3,275	0,2	-3715,43	5350,702	77,61	9,825	10HA20 10HA25	80,49
			12108,72	5273,201	0,25			
			-2218,12	5379,884	61,65			
VT(A)(5)4 VT(B)(2) 3	1,7	0,2	-48,1133	537,4777	7,71	5,1	6HA16	12,06
			2378,807	560,2343	0			
			2378,807	560,2343	0			
VT(A) 3(5) VT(B)4 (2)	3,52	0,2	892,6437	2125,24	4,27	10,56	10HA12	11,31
			3716,401	2055,271	0			
			1714,426	2143,452	0			
VT(C)(2)(5) VT(C) 3(2)	1,85	0,2	-50,65	414,2589	5,6	5,55	6 HA12	6,78
			2312,067	376,4653	0			
			335,4138	417,4341	1,49			

Tableau V.21: Ferrailage des voiles dans le sens x - troisième région - (7^{ème}étage-16^{ème} étage).

	L (m)	B (m)	N (KN)	M (KN.m)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Choix	As (cm ²)
VL 1BC VL 5BC	2.2	0.2	1038,403	729,5894	0	6,6	6HA12	6,78
			1808,582	746,491	0			
			1808,582	746,491	0			
VI(5)(DC) VL(2)(DC)	1,75	0,2	77,08292	288,3794	2,87	5,25	6HA12	6,78
			1682,178	272,6925	0			
			373,132	291,6216	0			
VL 3 (DC) POT	2,175	0,2	889,4032	623,4203	0	6,525	6HA12	6,78
			3760,35	822,8292	0			
			3760,35	822,8292	0			

Tableau V.22: Ferrailage des voile sens y troisième région (7^{ème} étage-16^{ème} étage).

	L(m)	B(m)	N(KN)	M(KN.m)	As(m ²)	Asmin(cm ²)	Choix	As(cm ²)
VT A 212	2,025	0,2	-869,947	762,6414	18,04	6	10HA16	20,1
VT A 112			5333,137	943,573	0			
VT F 212			5333,137	943,573	0			
VT F 112								
VA 545	3,275	0,2	-1622,38	2641,669	35,97	9,825	10HA14 10HA16	35,49
VA 445			7784,797	2113,334	0			
VT F 545			-535,308	2734,785	24,84			
VT F 445								
VT(A)(5)4	1,7	0,2	250,2593	643,5565	6,03	5,1	6HA12	6,78
VT(B)(2) 3			1688,758	709,7992	0			
			1688,758	709,7992	0			
VT(A) 3(5)	3,52	0,2	545,8279	1153,257	10,5	10,56	10HA12	11,31
VT(B)4 (2)			3036,194	1112,214	0			
			545,8279	1153,257	10,5			
VT(C)(2)(5)	1,85	0,2	347,1961	189,1449	0	5,55	6 HA12	6,78
VT(C) 3(2)			1441,679	206,8239	0			
			1441,679	206,8239	0			

V.4.3 Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$, $\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd}$ Avec : $\bar{V} = 1,4 V$. Le tableau (V.23) résume les résultats de la vérification de la contrainte de cisaillement.

Tableau V.23: Vérification de la contrainte limite de cisaillement.

Voile	h (m)	b (m)	V(KN)	\bar{V} (KN)	D(m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	obs
VL 4 (AB)	4,62	0,2	2507,96	3511,148	4,158	4,222	7	vrai
VL 3 (AB)	4,62	0,2	2430,92	3403,281	4,158	4,092	7	vrai
VL 1 BC	2,2	0,2	361,53	506,135	1,98	1,278	7	vrai
VL 5 BC	2,2	0,2	366,48	513,068	1,98	1,296	7	vrai
VL 3 (DC)	2,175	0,2	769,14	1076,798	1,9575	2,750	7	vrai
VL (2) (DC)	1,75	0,2	235,16	329,220	1,575	1,045	7	vrai
VL (5) (DC)	1,75	0,2	251,88	352,628	1,575	1,119	7	vrai
VT A 112	2,025	0,2	553,63	775,083	1,8225	2,126	7	vrai
VT A 212	2,045	0,2	584,31	818,031	1,8405	2,222	7	vrai
VA 445	3,275	0,2	1319,85	1847,786	2,9475	3,134	7	vrai
VA 545	3,275	0,2	1307,79	1830,905	2,9475	3,106	7	vrai
VT (A) 3(5)	3,25	0,2	1052,06	1472,888	2,925	2,518	7	vrai
VT (A) (5) 4	1,7	0,2	380,19	532,263	1,53	1,739	7	vrai
VT (B) 2 (3)	1,7	0,2	294,22	411,910	1,53	1,346	7	vrai
VT (B) 4(2)	3,25	0,2	814,84	1140,782	2,925	1,950	7	vrai
VT (C) 3(2)	1,85	0,2	620,09	868,127	1,665	2,607	7	vrai
VT (C) (2)(5)	1,85	0,2	640,18	896,251	1,665	2,691	7	vrai
VT F 112	2,025	0,2	332,65	465,710	1,8225	1,278	7	vrai
VT F 212	2,045	0,2	348,44	487,820	1,8405	1,325	7	vrai
VT F 445	3,275	0,2	786,79	1101,506	2,9475	1,869	7	vrai
VT F 545	3,275	0,2	785,16	1099,224	2,9475	1,865	7	vrai

La figure (V.6) montre une section du voile VL4 avec le choix des barres.

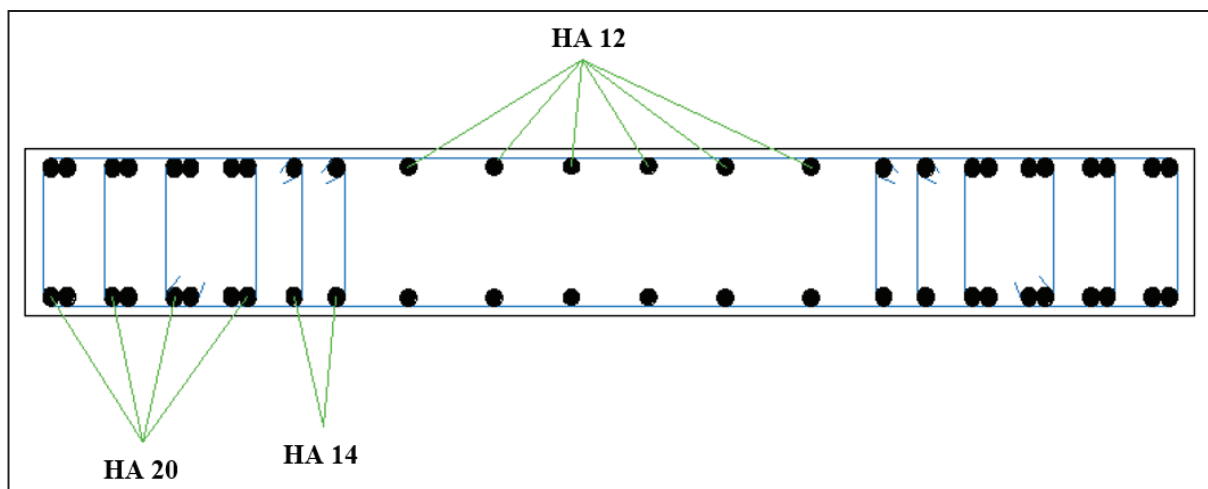


Figure V.6: Schéma du ferrailage du voile VL 4.



CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.
- Exiger une liaison efficace des fondations avec la superstructure

VI.2 INFRASTRUCTURE DE L'OUVRAGE

L'infrastructure du bâtiment est constituée comme suite :

- Quatre sous-sols avec $H=3,06$ m.
- Un voile périphérique sur les quatre étages.
- Fondation.

La figure (VI.1) montre les différents constituions de l'infrastructure.

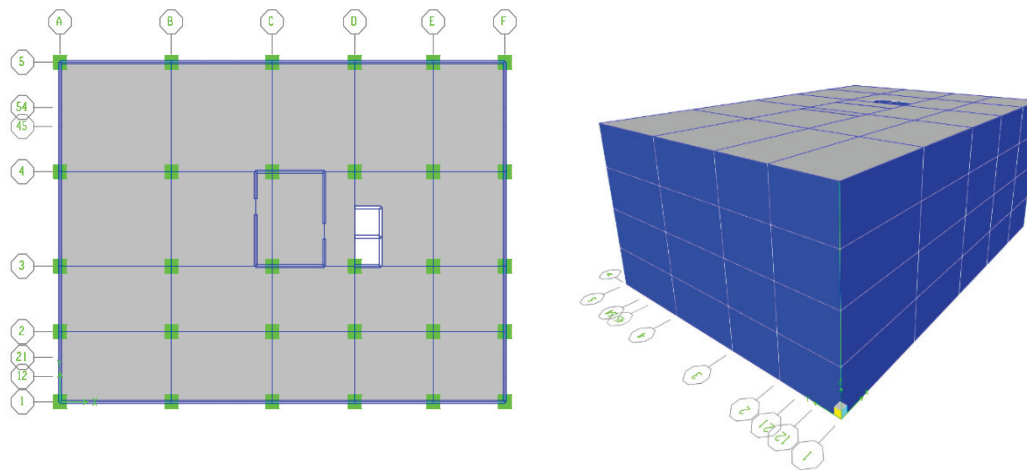


Figure VI.1: Vu en plan et 3D de l'infrastructure.

VI.3 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC, pour notre structure nous avons quatre (4) sous-sols.

D'après le **RPA99/version2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique = 12,24 m.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastéré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VI.3.1 Détermination des sollicitations

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable) $L_x = 3,06\text{ m}$ $L_y = 7,5\text{ m}$ $e = 20\text{ cm}$

➤ **Evaluation des charges :** La Figure (VI.2) montre l'évaluation des charges.

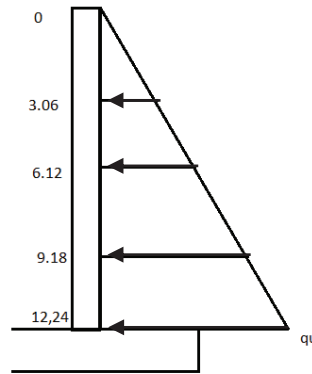


Figure VI.2: Poussée des terres.

La charge de la poussée des terres est donnée par : $Q = k_0 \times \gamma \times h$

- Q : Contrainte sur une bande de 1m.
- γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 18\text{ kN/m}^3$).
- k_0 coefficient de pousser des terres au repos .
- h : Hauteur du voile.
- φ : angle de frottement interne du remblai = 30°

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 0,5$$

La poussée des terres à la base du voile ($h = 12,24\text{ m}$)

$$Q = 0,5 \times 18 \times 12,24 = 110,16\text{ KN/ml}$$

La poussée des terres au niveau du plancher ($h = 9,18\text{ m}$)

$$Q = 0,5 \times 18 \times 9,18 = 82,62\text{ Kn/ml}$$

$$Q_{u\text{ moy}} = \frac{3 Q_{max} + Q_{min}}{4} = \frac{3 \times 110,16 + 82,62}{4} = 103,275\text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,35 Q_{u\text{ moy}} = 139,42\text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,41 > 0,4$

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0,2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par le tableau (VI.1) "BAEL91 modifié 99" :

Tableau VI.1: Abaques de Pigeaud BAEL91 modifiée 99.

	ELU		ELS	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,41	0,10906	0,25	0,11	0,293

Le tableau (VI.1) résume le calcul des moments.

Tableau VI.2: Evaluation des moments.

	Qu (KN/ml)	Q moy (KN/ml)	A	μ_x	μ_y	My (KN.m)	Mx (KN.m)
Sous-sol 1	0	27,88425	0,41	1,0906	0,25	7,11	28,47
	27,54						
Sous-sol 2	27,54	65,06325	0,41	1,0906	0,25	16,61	66,44
	55,08						
Sous-sol 3	74,358	108,748575	0,41	1,0906	0,25	27,76	111,05
	82,62						
Sous-sol 4	82,62	139,42125	0,41	1,0906	0,25	35,59	142,37
	110,16						

VI.3.2 Calcul du ferrailage

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$L_x = 3,06 \text{ m} \quad L_y = 7,5 \text{ m}$$

b=100 cm ; h=20 cm ; d=0,9h=18 cm ; fe=500 MPa ; fc28=35 MPa ; ft28=2,7 MPa ; fbc=19,83 MPa , $\sigma_s=435 \text{ MPa}$

$$M_{tmax} = 121,02 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{121,02 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 19,83} = 0,18 \rightarrow \mu_l = 0,358 > \mu = 0,18 \rightarrow \text{SSAC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18}}{0,8} = 0,263$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,263) = 0,161 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{121,02}{0,161 \times 435 \times 10^3} = 17,27 \text{ cm}^2$$

Le tableau (VI.3) résume le ferrailage des différents niveaux du voile.

Tableau VI.3: Ferrailage des voiles périphériques.

	Sens	Mu (KN.m)	μ	As' (cm ²)	A	Z (m)	As (cm ²)	Choix	As (cm ²)	
Sous sol 1	Travée	x-x	24,20	0,0377	0	0,0480	0,1765	3,152	6 HA 10	4,71
		y-y	6,050	0,0094	0	0,0118	0,1791	0,776	6 HA 10	4,71
	Appuis	x-x	14,24	0,0222	0	0,0280	0,1780	1,839	6 HA 10	4,71
		y-y	3,56	0,0055	0	0,0069	0,1795	0,456	6 HA 10	4,71
Sous sol 2	Travée	x-x	56,48	0,0879	0	0,1152	0,1717	7,561	6 HA 12	12,06
		y-y	14,12	0,0220	0	0,0278	0,1780	1,823	6 HA 10	4,71
	Appuis	x-x	33,22	0,0517	0	0,0664	0,1752	4,359	6 HA 12	6,78
		y-y	8,31	0,0129	0	0,0163	0,1788	1,068	6 HA 10	4,71
Sous sol 3	Travée	x-x	94,4	0,1469	0	0,1996	0,1656	13,102	6 HA 20	18,84
		y-y	23,6	0,0367	0	0,0468	0,1766	3,071	6 HA 10	4,71
	Appuis	x-x	55,53	0,0864	0	0,1132	0,1719	7,428	6 HA 16	12,06
		y-y	13,88	0,0216	0	0,0273	0,1780	1,792	6 HA 10	4,71
Sous sol 4	Travée	x-x	121,02	0,1884	0	0,2631	0,1611	17,274	6 HA 20	18,84
		y-y	30,25	0,0471	0	0,0603	0,1757	3,960	6 HA 10	4,71
	Appuis	x-x	71,18	0,1108	0	0,1472	0,1694	9,660	6 HA 16	12,06
		y-y	17,87	0,0277	0	0,0351	0,1775	2,305	6 HA 10	4,71

VI.3.3 Vérifications nécessaires

➤ **Condition exigée par les RPA99/version 2003**

Le **RPA 99/version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non-fragilité**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comprise entre 12 et 30cm. D'après le « BAEL91 modifié 99 »

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \cdot \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \cdot \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 b h \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{min} = 0,0006 \left[3 - \frac{3,06}{7,5} \right] \cdot \frac{100 \times 20}{2} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée $\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 1,55 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Sur appuis $\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} = 1,55 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = \frac{qu \times lx \times ly}{2ly + lx} = \frac{103,27 \times 3,06 \times 7,5}{2 \times 7,5 + 3,06} = 131,23 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{qu \times lx}{3} = \frac{103,27 \times 3,06}{3} = 105,33 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = \text{Max} (V_{ux}, V_{uy}) = 131,23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{131,23}{1 \times 0,18} \times 10^{-3} = 0,729 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{35}{1,5} = 1,63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau (VI.4) résume les vérifications de l'effort tranchant.

Tableau VI.4: Vérifications de l'effort tranchant.

Etage	Q _{max} (KN/m ²)	V _{ux} (KN)	V _{uy} (KN)	V _{umax} (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
Sous sol 1	27.88	35,434	28,441	35,434	0,196	1,63	Vérifiée
Sous sol 2	65.06	82,680	66,364	82,680	0,459	1,63	Vérifiée
Sous sol 3	108.75	138,193	110,923	138,193	0,767	1,63	Vérifiée
Sous sol 4	139.42	177,171	142,209	177,171	0,984	1,63	Vérifiée

➤ **Vérification de l'espacement des armatures :**

Fissuration préjudiciable :

$$\begin{cases} \text{sens } x : St \leq \min (2h , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{sens } y : St \leq \min (4h , 43 \text{ cm}) = 43 \text{ cm} \end{cases}$$

➔ On prend St = 20 cm

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le tableau (VI.5) résume les sollicitations à l'ELS.

Tableau VI.5: Sollicitations à l'ELS.

	Qser (KN)	Qser moy (KN)	Msery (KN.m)	Mserx (KN.m)
Sous sol 1	0	20,655	6,23	21,27
	27,54			
Sous sol 2	27,54	48,195	14,54	49,64
	55,08			
Sous sol 3	74,358	80,5545	24,31	82,97
	82,62			
Sous sol 4	82,62	103,275	31,17	106,37
	110,16			

Le tableau (VI.6) résume les contraintes du béton à l'Els des différents niveaux.

Tableau VI.6: Vérification des contraintes à l'ELS.

			As cm ²	As' cm ²	X (cm)	I (cm ⁴)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Sous-sol 1	Travée	x-x	4,71	0	5,92	17225,52	17,9265	6,15	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	4,4795	1,5	Oui
	Appuis	x-x	4,71	0	5,92	17225,52	10,545	3,6	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	2,635	0,9	Oui
Sous sol 2	Travée	x-x	12,06	0	6,46	33076,94	41,8285	8,16	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	10,455	3,6	Oui
	Appuis	x-x	6,78	0	5,12	21345,38	24,605	5,18	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	6,15	2	Oui
Sous sol 3	Travée	x-x	18,84	0	7,65	45196,05	69,921	11,8	Oui
		y-y	4,71	0	5,12	17225,52	17,476	6	Oui
	Appuis	x-x	12,06	0	6,46	33076,94	41,13	8,03	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	10,28	3,53	Oui
Sous sol 4	Travée	x-x	18,84	0	7,65	45196,05	90,41	15,3	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	26,49	9,1	Oui
	Appuis	x-x	12,06	0	6,46	33076,94	53,18	10,4	Oui
		y-y	4,71	0	5,92	17225,52	15,58	5,35	Oui

La figure (VI.3) schématise le ferrailage du voile périphérique.

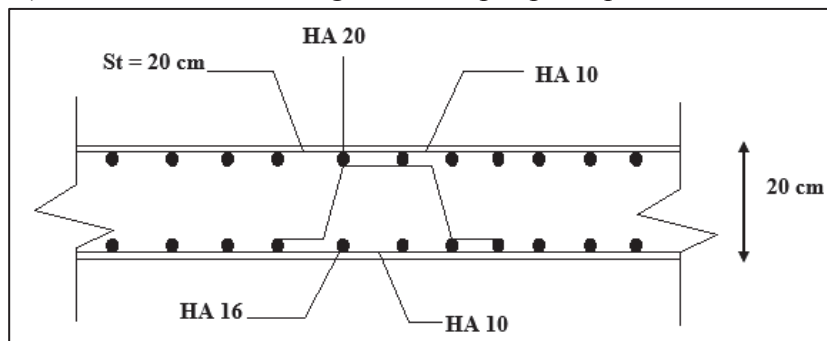


Figure VI.3: Croquis du ferrailage du voile périphérique.

VI.4 ETUDE DES FONDATIONS

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale due à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Choix du type de fondation :

Les fondations sont l'une des parties les plus importantes de tout bâtiment car elles soutiennent la structure du bâtiment et transfèrent son poids et les charges qu'il subit au sol. Il existe plusieurs types de fondations utilisées dans la construction de bâtiments

- Fondations en semelle
- Fondations en pieux
- Fondations en radier...

Dans notre projet, et d'après le rapport de sol et les résultats de laboratoire on opte pour **un radier général**.

Les fondations en radier sont utilisées pour les bâtiments de grande surface. Elles consistent en une dalle de béton coulée sur une couche de gravier ou de pierre concassée, soumis à la réaction du sol. Les murs porteurs sont ensuite construits sur la dalle.

VI.4.1 Dimensionnement du radier :

VI.4.1.1 Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 7,5 \text{ m} \quad h \geq 75 \text{ cm}$$

VI.4.1.2 Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad L_e = \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- E : module d'élasticité différé. $E = 1,21 \cdot 10^7 \text{ KPa}$.
- I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- K : coefficient de raideur du sol. $K = 3700 \text{ t/m}^3$.
- b : largeur du radier.
- L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles.

$$\Rightarrow L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \left(\frac{4EI}{K \cdot b} \right)^{\frac{1}{4}} \Rightarrow L_{\max}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{4EI}{K \cdot b}$$

$$\Rightarrow I \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^{-4} \frac{K \cdot b}{4E} \cdot L_{\max}^4 \Rightarrow \frac{b \cdot h^3}{12} \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^{-4} \frac{K \cdot b}{4E} \cdot L_{\max}^4$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{K \cdot b}{4E} \cdot L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{32,2} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{37000 \times 32,2}{4 \times 12102945} \cdot 7,5^4 \right]} = 1,68$$

VI.4.1.3 Condition de cisaillement :

L'effort tranchant a la base du RDC pour le Voile le plus sollicité :

$$V_u = 13002,31 \text{ KN} .$$

Evaluation des charges verticales

➤ **1^{er} sous-sol (commerce):**

Plancher dalle pleine: $G_{dp} = 5,6 \times 12,93 = 72.408 \text{ KN}$

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0,3 \times 0,55) \times 3,45 + (0,3 \times 0,5) \times 3,45] = 27.169 \text{ KN}$

Voiles (V1+V2) : $G_v = 25[(0,2 \times 3,45 \times (3,06-0,55)) + (0,2 \times 3,55 \times (3,06-0,55))] = 88.737 \text{ KN}$

Poteaux (P1+P2) : $G_{pt} = 25[0,85 \times 0,85 \times 3,06] = 55.271 \text{ KN}$

Surcharges: $Q = 5 \times 12,93 = 64.65 \text{ KN}$

$G_T = 243.585 \text{ KN}$;

$Q = 64.65 \text{ KN}.$

➤ **2^{eme} sous sol (parking):**

Plancher dalle pleine : $G_{dpde} = 5,6 \times 12,93 = 72.408 \text{ KN}$

Poutres (PP+PS) : $G_p = 25[(0,3 \times 0,55) \times 3,45 + (0,3 \times 0,5) \times 3,45] = 27.169 \text{ KN}$

Voiles (V1+V2) : $G_v = 25[(0,2 \times 3,45 \times (3,06-0,55)) + (0,2 \times 3,55 \times (3,06-0,55))] = 88.737 \text{ KN}$

Poteaux (P1+P2) : $G_{pt} = 25[0,85 \times 0,85 \times 3,06] = 55.271 \text{ KN}$

Surcharges : $Q = 2,5 \times 12,93 = 32.33 \text{ KN}$

$G_T = 243.585 \text{ KN}$;

$Q = 32.33 \text{ KN}.$

Le tableau (VI.7) résume les différentes charges et surcharges.

Tableau VI.7: Charges et surcharges.

	Q (KN)	Q _{dégraissée} (KN)	G (KN)	Nu (KN)
1^{er} sous-sol	64.65	64.65	243.585	425.81
2^{eme} sous sol	32.33	96.98	487.17	803.15
3^{eme} sous sol	32.33	126.077	730.755	1175.63
4^{eme} sous sol	32.33	151.941	974.34	1543.27

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 . f_{c28}$$

avec : $V_u = 13002,31 + 1543,27 = 14545,58 \text{ MN}$

$$V_u = \frac{14545,58}{769,58} \cdot \frac{7,5}{2} = 70.877 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,071}{1 \times 0,9 \times 1,7} = 0,046 \leq 1,75 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'épaisseur totale du radier qui reprend aux trois conditions citées ci avant est : **h=1.7 m** , donc on opte pour un radier nervuré.

VI.4.2 Dimensionnement d'un radier nervuré :

VI.4.2.1 Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{658}{20} = 37,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{On prend } e = 40 \text{ cm}.$$

VI.4.2.2 La hauteur des nervures :

Pour $h = 1,7 \text{ m}$ et $e = 0,4 \text{ m}$ \rightarrow Donc **$h_n = 1,3 \text{ m}$**

VI.4.2.3 Calcul du D (débordement) :

Pour le débord, s'il y a possibilité de le réaliser, on le considère comme étant la largeur hors poteaux de rive, les règles de l'art préconise des largeurs entre 50 et 150 cm, on prend un débord de 100 cm, cependant s'il est nécessaire d'augmenter cette valeur cela est permis.

Afin que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, il faut s'assurer que le radier est de type rigide, pour cela la hauteur totale h de la nervure doit satisfaire la condition de la longueur élastique :

On prend : $D= 100 \text{ cm}$.

Alors la surface de radier est : $S_r= 858,8 \text{ m}^2$

VI.4.3 Vérifications du radier

VI.4.3.1 Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$(N/S) \geq \sigma_{adm} = 400 \text{ MPa}$$

D'ou: $S \geq N/\sigma_{adm}$

$$N = N_{superstructure} + N_{sous\ sol} + N_{radier} = 164190,54 + 41419,025 + 16562,413 \\ = 222171,97 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N_{superstructure} + N_{sous\ sol} + N_{radier}}{S} = \frac{222171,97}{858,8} = 258,7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 257,7 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 400 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.3.2 Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique.

On doit vérifier $W \geq \alpha \gamma h S_r$ dans deux cas :

1^{er} cas : Avant la mise en service : sans charge d'exploitation (bâtiment vide sous G).

Avec :

- W : Poids total du bâtiment à la base du radier
 $W = 10121,005 + 4141,9025 + 1656,2413 = 15919,14 \text{ t}$
- a : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$)
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1\text{t/m}^3$)
- h : la hauteur du bâtiment émergée ($h=10,94 \text{ m}$)
- S_r : Surface du radier ($S_r = 826,68 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma_w h S_r = 1,5 \times 1 \times 10,94 \times 826,68 = 13565,82 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma_w h S_r = 13565,82 \text{ t} < 15919,14 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2^{eme} cas Après la mise en service : avec charge d'exploitation (bâtiment sous G+Q).

Avec :

- W : Poids total du bâtiment à la base du radier
 $W = 11890,943 + 4141,9025 + 1656,2413 = 17689,09 \text{ t}$
- a : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$)
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1\text{t/m}^3$)
- h : la hauteur du bâtiment émergée ($h=10,94 \text{ m}$)
- S_r : Surface du radier ($S_r = 826,68 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma_w h S_r = 1,5 \times 1 \times 10,94 \times 826,68 = 13565,82 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma_w h S_r = 13565,82 \text{ t} < 17689,09 \text{ t} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.4.3.3 Vérification au non-poinçonnement :

D'après les règles **BAEL91 /A5.2.42**. Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile (VT 545)

$$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

$$N_u = 14545.58 \text{ t}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045\mu_c h r f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

- hr : Epaisseur du radier.
- μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier. $\mu_c = 6.87 \text{ m}$.

La figure (VI.4) montre le périmètre utile du contour cisailé.

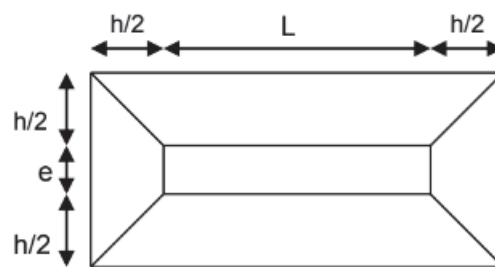


Figure VI.4: Périmètre de contour cisailé.

$$\frac{0.045\mu_c h r f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 6.87 \times 1,7 \times 35/1.5 = 12,26 \text{ MN}$$

$N_u = 12,26 \text{ MN} < N_u = 145,46 \text{ MN}$ Condition vérifiée, il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VI.4.3.4 Vérification des contraintes du sol :

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

(G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.

(0,8G-E) pour vérifier le non-soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le radier sont données par

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 4 \text{ bars}$$

Sens x-x : $X_G = 17.1 \text{ m}$ $I_{xx} = 86337 \text{ m}^4$ $S = 858,8 \text{ m}^2$

Sens y-y : $Y_G = 12.95 \text{ m}$ $I_{yy} = 49515,8 \text{ m}^4$ $S = 858,8 \text{ m}^2$

➤ **Vérification au non-soulèvement des fondations (0,8G-E)**

Sens x-x:

$$M = 34005.68 \text{ KN.m}$$

$$N = 93668,36 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{RAD}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 115,8 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 102,33 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \sigma_m = 112,44 \text{ KN/m}^2 < 1,5\bar{\sigma}_s$$

Sens y-y:

$$M = 35979,08 \text{ KN.m}$$

$$N = 68114,34 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{yy}} Y_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 88,72 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 69,9 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_m = 84,02 \text{ KN/m}^2 < 1,5\bar{\sigma}_S$$

Donc, il n'y a pas de risque de soulèvement dans les deux sens

➤ **Vérification de la compression (G+Q+E)**

Sens x-x:

$$M = 35418,83 \text{ KN.m}$$

$$N = 222171,98 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 265,72 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 251,68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_m = 262,21 \text{ KN/m}^2 < 1,5\bar{\sigma}_S$$

Sens y-y:

$$M = 17622,74 \text{ KN.m}$$

$$N = 247725,93 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{yy}} Y_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 293,06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 283,85 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_m = 290,76 \text{ KN/m}^2 < 1,5\bar{\sigma}_S$$

Donc, il n'y a pas risque de poinçonnement du radier.

Les contraintes maximales et minimales sont vérifiées pour les deux sens transversal et longitudinal.

VI.4.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VI.4.4.1 Ferrailage de la dalle du radier :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml).

➤ **Evaluation des charges :**

Valeur de la pression sous radier :

A ELU:

$$S = 826,68 \text{ m}^2$$

$$N_u = N_{\text{structure}} + N_{\text{radier}}$$

$$N_{\text{structure}} = N_{\text{soll}} + N_{\text{superstructure}}$$

$$N_{\text{structure}} = 164190,54 + 1,35 \times 41419,025 + 1,5 \times 12024,68 = 238143,24 \text{ KN}$$

$$N_{\text{radier}} = 1,35 \times 16562,413 = 22359,26 \text{ KN}$$

$$N_u = 260502,5 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = 315,11 \text{ KN/m}^2$$

A ELS:

$$S = 826,68 \text{ m}^2$$

$$N_{ser} = 118909,43 + 41419,025 + 12024,68 + 16562,413$$

$$N_{ser} = 188921,55 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} = 228,53 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des moments :**

Les tableaux (VI.8) et (VI.9) résument les différents moments à l'ELS et à l'ELU.

Tableau VI.8: moment à l'état limite ultime.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qu(KN/m ²)	Sens x			
				ux	Mx (KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)
6,9	7,5	0,92	315,11	0,0438	656,504	558,029	328,252
				Sens y			
				uy	My(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
				0,8260	542,273	460,932	271,136

Tableau VI.9: moment à l'état limite de service.

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	qu(KN/m ²)	Sens x			
				ux	Mx (KN.m)	Mtx(KN.m)	Max(KN.m)
6,9	7,5	0,92	228,53	0,0509	554,243	471,107	277,122
				Sens y			
				uy	My(KN.m)	Mty(KN.m)	May(KN.m)
				0,8803	487,934	414,743	243,967

➤ **Ferraillage des panneaux du radier**

b = 100 cm ; h = 40 cm ; d = 36 cm ; fe = 500 MPa ; fc28 = 35 MPa ; ft28 = 2,7 MPa ; σs = 435 MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (VI.10) suivant :

Tableau VI.10: Ferraillage à l'ELU.

	Sens	Mu (KN.m)	μ	As (cm ²)	α	Z (m)	As (cm ²)	Choix	As (cm ²)
Travée	x-x	558,03	0,14	0,00	0,19	0,33	33,57	7HA16+7HA20	35,96
	y-y	460,93	0,12	0,00	0,16	0,34	27,31	6HA16+6HA20	30,9
Appuis	x-x	328,25	0,08	0,00	0,11	0,34	19,07	10 HA 16	20,1
	y-y	271,14	0,07	0,00	0,09	0,35	15,62	8 HA 16	16,08

➤ **Vérification la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{315,11 \times 7,5}{2} = 1181,66 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{1181,66}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 3,28 < \bar{\tau}_u = 3,5 \dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.4.2 Ferraillage des nervures

Les nervures sont des Sections en T

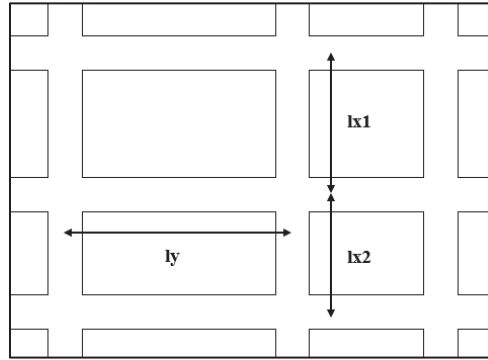


Figure VI.5: Une coupe du radier.

$l_{x1} = 6,9 \text{ m}$.
 $l_{x2} = 5,95 \text{ m}$.
 $l_y = 7,5 \text{ m}$.

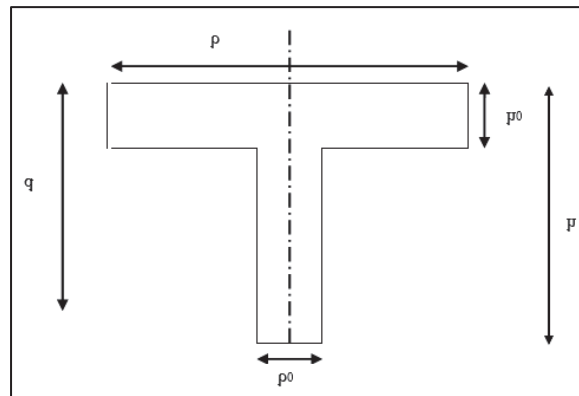


Figure VI.6: Section transversale de la nervure.

$$\min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_{x2}}{2}\right) = \min\left(\frac{7,5}{10}, \frac{5,95}{2}\right) = 0,75 \text{ m}$$

$$\min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_{x1}}{2}\right) = \min\left(\frac{7,5}{10}, \frac{6,9}{2}\right) = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 1,5 \text{ m} ; h = 1,7 \text{ m} ; b_0 = 0,85 \text{ m} ; h_0 = 0,4 \text{ m} ; d = 1,53 \text{ m}$$

➤ **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_{trav} = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_{app} = 0,50M_0$$

• **Sens x-x** : $L = 7,5 \text{ m}$; $q_u = 315,11 \text{ kN/ml}$

$$M_0 = 2215,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 15827 \text{ KN.m}$$

$$M_{trav} = 1883,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{app} = 1107,81 \text{ KN.m}$$

$$M_u = M_{trav} \leq M_t$$

Le ferrailage se fera en tenant compte la section en T comme étant une section rectangulaire $b \times h$ avec un moment $M_{trav} = 1883,28 \text{ KN.m}$.

Le tableau (VI.11) résume le ferrailage des nervures dans le sens x.

Tableau VI.11: Ferrailage des nervures sens x.

	Mu (KN.m)	μ	α	Z (cm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)
Travée	1883,28	0,0176	0,0222	151,6	24,84	5HA16+5HA20	25,75
Appuis	1107,81	0,0103	0,0130	152,2	14,56	5HA20	15,70

• Sens y-y : L=6,9 m ; q= 315,11 KN/ml.

$$M_0 = 1875,29 \text{ KN.m} \quad M_{trav} = 1594 \text{ KN.m} \quad M_{app} = 937,65 \text{ KN.m}$$

Le tableau (VI.12) résume le ferrailage des nervures dans le sens y.

Tableau VI.12: Ferrailage des nervures sens y.

	Mu (kNm)	μ	α	Z (cm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)
Travée	1594	0,01492	0,0188	151,9	20,09	10HA16	20,10
Appuis	937,65	0,00877	0,0110	152,3	12,31	5HA20	15,70

➤ Condition de non-fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12,35 \text{ cm}^2$$

Le tableau (VI.13) résume cette vérification.

Tableau VI.13: Vérification de non-fragilité.

Sens	Position	As adp (cm ²)	As min (cm ²)	Vérification
x-x	Travée	25,75	12,35	Oui
	Appuis	15,70	12,35	Oui
y-y	Travée	20,10	12,35	Oui
	Appuis	15,70	12,35	Oui

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

Le tableau (VI.14) résume la vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.14: Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Position	Mser (KNm)	As (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ _s (Mpa)	Vérification
x-x	Travée	1365.824	25,75	0,79	21	58,70	250	Oui
	Appuis	803.426	15,70	0,46	21	34,53	250	Oui
y-y	Travée	1156.033	20,10	0,67	21	49,68	250	Oui
	Appuis	680.020	15,70	0,39	21	29,23	250	Oui

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : τ_u < τ_u = Min(0,15f_{c28}; 4MPa) = 4MPa.

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{315,11 \times 7,5}{2} = 1181,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1181,66}{1,5 \times 1,53} = 0,514 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. $A_p = 3 \times 1,7 = 5,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
 $h = 170 \text{ cm}$, on prend $5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

VI.4.4.3 Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 1 \text{ m}$.

La figure (VI.7) montre le schéma statique du débord.

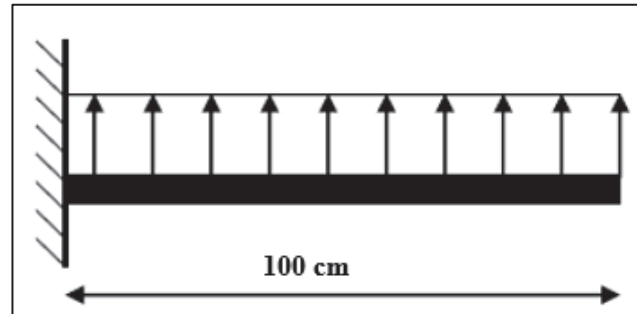


Figure VI.7: Schéma statique du débord.

Remarque

Le ferrailage du débord sera la continuité du ferrailage du radier.

La figure (VI.8) montre le ferrailage du radier.

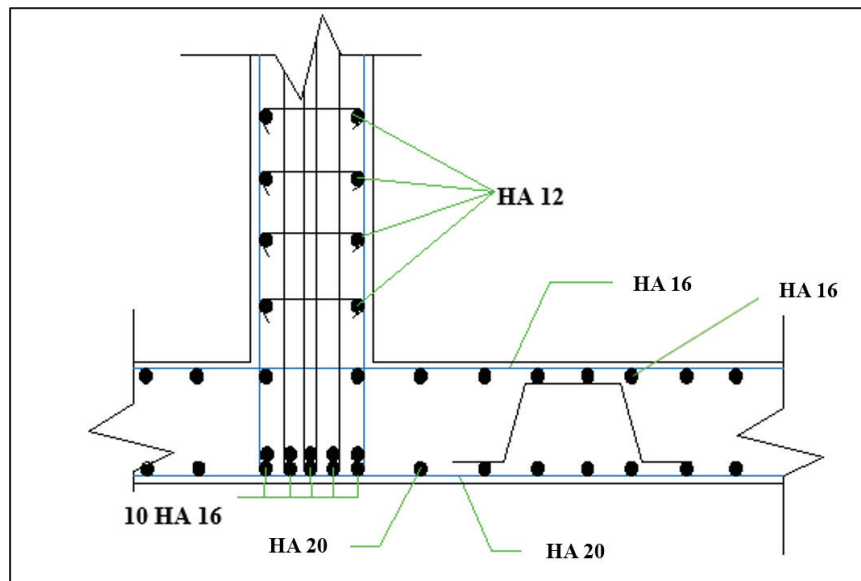


Figure VI.8: Croquis du ferrailage du radier nervuré.

➤ Vérification du renversement de la structure :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} > 1.5$

- Moment de renversement du aux charges horizontales : $M_R = \sum F_i \times Z_i$
- Moment stabilisateur du au charges verticales : $M_S = L_i \times W_i$
- F_i : la force sismique au niveau "i".
- Z_i : cote du niveau i.
- W_i : le poids total du niveau i.
- L_i : distance horizontale au point le plus éloigné de la fondation.

Dans le sens X :

Le tableau (VI.15) résume les résultats des moments de renversement et stabilisateurs.

Tableau VI.15: Calcul du moment de renversement et du moment stabilisateur dans le sens X.

Etages	Vx (KN)	Fx (KN)	Hk (m)	Fx x Hk	MassX (t)	W (KN)	XCM (m)
STORY1	9713,91	104,77	16,49	1727,657	361,798	3617,98	23,623
STORY2	9609,14	208,08	20,23	4209,458	712,6118	7126,118	15,065
STORY3	9401,06	343,22	23,29	7993,594	627,7936	6277,936	16,292
STORY4	9057,84	387,64	26,35	10214,31	627,7936	6277,936	16,292
STORY5	8670,2	409,24	29,41	12035,75	627,7936	6277,936	16,292
STORY6	8260,96	425,32	32,47	13810,14	627,7936	6277,936	16,292
STORY7	7835,64	442,38	35,53	15717,76	627,7936	6277,936	16,292
STORY8	7393,26	444,02	38,59	17134,73	646,8953	6468,953	16,316
STORY9	6949,24	445,88	41,65	18570,9	668,8352	6688,352	16,343
STORY10	6503,36	457,74	44,71	20465,56	668,8352	6688,352	16,343
STORY11	6045,62	502,31	47,77	23995,35	668,8352	6688,352	16,343
STORY12	5543,31	576,1	50,83	29283,16	668,8352	6688,352	16,343
STORY13	4967,21	670,07	53,89	36110,07	693,3601	6933,601	16,37
STORY14	4297,14	813,87	56,95	46349,9	720,5655	7205,655	16,399
STORY15	3483,27	1034,4	60,01	62074,34	739,5371	7395,371	16,418
STORY16	2448,87	1475,95	63,07	93088,17	746,5279	7465,279	16,381
STORY17	972,92	972,92	66,13	64339,2	731,8626	7318,626	16,388
Le poids du sous sol						57981,44	16,1
Mr = 477120,05				Ms = 2775814,9			

$M_s / M_r = 5,82 > 1,5 \rightarrow$ Condition de non renversement est vérifié.

Dans le sens Y :

Le tableau (VI.15) résume les résultats des moments de renversement et stabilisateurs.

Tableau VI.16: Calcul du moment de renversement et le moment stabilisateur dans le sens Y.

Etages	Vy (KN)	Fy (KN)	Hk (m)	Fy x Hk	MassY (t)	W (KN)	YCM (m)
STORY1	10119,9	82,6	16,49	1362,07	361,80	3617,98	11,502
STORY2	10037,3	175,04	20,23	3541,06	712,61	7126,12	11,392
STORY3	9862,26	319,44	23,29	7439,76	627,79	6277,94	11,468
STORY4	9542,82	390,94	26,35	10301,27	627,79	6277,94	11,468
STORY5	9151,88	427,28	29,41	12566,30	627,79	6277,94	11,468
STORY6	8724,6	441,71	32,47	14342,32	627,79	6277,94	11,468
STORY7	8282,89	459,47	35,53	16324,97	627,79	6277,94	11,468
STORY8	7823,42	476,79	38,59	18399,33	646,90	6468,95	11,449
STORY9	7346,63	498,49	41,65	20762,11	668,84	6688,35	11,426
STORY10	6848,14	514,21	44,71	22990,33	668,84	6688,35	11,426
STORY11	6333,93	550,47	47,77	26295,95	668,84	6688,35	11,426
STORY12	5783,46	631,56	50,83	32102,19	668,84	6688,35	11,426
STORY13	5151,9	756	53,89	40740,84	693,36	6933,60	11,403
STORY14	4395,9	925,41	56,95	52702,10	720,57	7205,66	11,379
STORY15	3470,49	1128,01	60,01	67691,88	739,54	7395,37	11,364
STORY16	2342,48	1528,43	63,07	96398,08	746,53	7465,28	11,394
STORY17	814,05	814,05	66,13	53833,13	731,86	7318,63	11,388
Le poids du sous sol						57981,44	11,95
Mr = 497793,69				Ms = 1968899,2			

$M_s / M_r = 3,96 > 1,5 \rightarrow$ Condition de non renversement est vérifiée.



CHAPITRES VII
ETUDE AU VENT

VII.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document qui s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Site d'implantation de la structure et de son environnement.
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure.

VII.2 Étapes de calcul

VII.2.1 Coefficient de calcul Effet de la région :

- Notre structure est située dans la zone IIa, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNV 2013[1] (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$

- Zone de vent II
- Vitesse de référence : $V_{ref} = 27 \text{ m/s}$.
- Catégorie du terrain III.

VII.2.2 Effet du site :

La structure sera implantée en zone de catégorie III, donc d'après les données du tableau 2-4 dans le RNVA2013 les données relatives au site sont :

- $K_T = 0.215$ (facteur de terrain).
- $Z_0 = 0.3\text{m}$ (paramètre de rugosité).
- $Z_{min} = 5 \text{ m}$ (hauteur minimale).
- $\varepsilon = 0.61$

VII.2.3 Coefficient de topographie :

Pour un site plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNV2013)

VII.2.4 Intensité de turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux équations suivantes :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z < z_{min}$$

- **Bande inférieure entre 0 et $z_e = 24.7 \text{ m}$:**

$$I_v(z = 24.7 \text{ m.}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{24.7}{0.3}\right)} = 0.227$$

- **Bande intermédiaire entre $z_e=24.7$ m $z_e=31.23$ m :**

$$I_v(z = 31.23 \text{ m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{31.23}{0.3}\right)} = 2.524$$

- **Bande supérieure entre $z_e=b= 31.23$ $z_e=55.93$ m :**

$$I_v(z = 31.23) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{55.93}{0.3}\right)} = 2.995$$

VII.2.5 Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité est calculé par les formules suivantes :

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

On considère trois bandes ayant les hauteurs ci-après :

Bande inférieure entre 0 m et $z_e=24.7$ m.

Bande intermédiaire entre $Z_e = 24.7$ m et $Z_e = 31.23$ m.

Bande supérieure entre $z_e=b= 31.23$ m $z_e=55.93$ m.

- **Bande inférieure entre 0 et $z_e=24.7$ m :**

$$C_r(z = 24.7 \text{ m.}) = 0.215 \times \ln\left(\frac{24.7}{0.3}\right) = 0.948$$

- **Bande intermédiaire entre $z_e=24.7$ m $z_e=31.23$ m :**

$$C_r(z = 31.23 \text{ m}) = 0.215 \times \ln\left(\frac{31.23}{0.3}\right) = 1.005$$

- **Bande supérieure entre $z_e=b= 31.23$ m $z_e=55.93$ m :**

$$C_r(z = 31.23) = 0.215 \times \ln\left(\frac{55.93}{0.3}\right) = 1.124$$

VII.2.6 Coefficient d'exposition au vent

Il peut être calculé par formule suivante :

$$C_e(z) = C_T(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7I_v(z)]$$

Avec :

- C_r : coefficient de rugosité
- C_t : coefficient de topographie
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence
- z : hauteur considérée

$h= 55.93$ m : hauteur totale de la construction et

$b = 24.7$ m : largeur de la construction on a : $h= 55.93$ m $> 2b = 49.4$ m

La figure (VII.1) montre la pression dynamique .

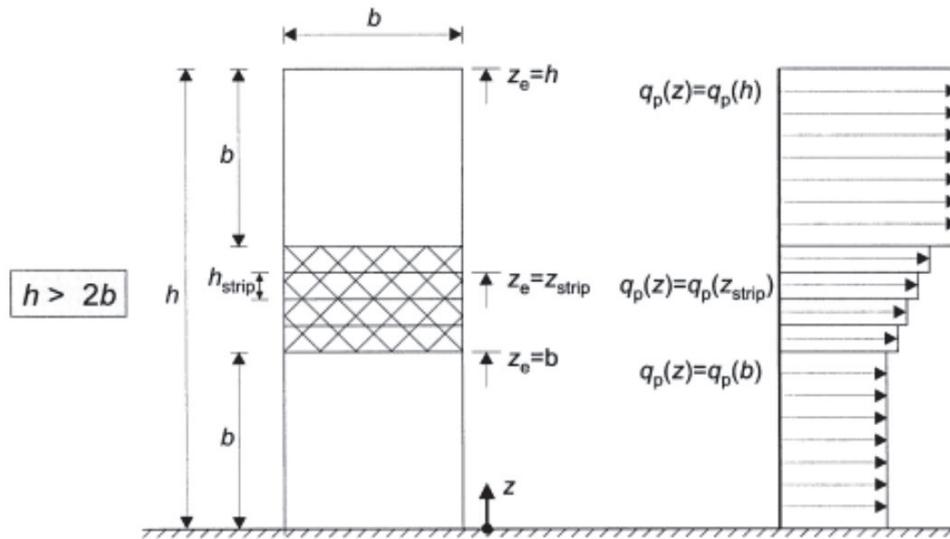


Figure VII.1: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Le tableau (VII.1) résume les résultats du coefficient C_e :

Tableau VII.1: Coefficient d'exposition au vent en fonction de z_e .

Bande	$C_e(z_e)$
0 - $z_e=24.7$ m:	2.327
$z_e=24.7$ - $z_e=31.23$ m	2.524
$z_e= 31.23$ - $z_e=55.93$ m	2.955

VII.2.7 La pression dynamique q_{dyn}

Le calcul de la pression dynamique q_{dyn} est résumée dans le tableau (VII.2) suivant :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e)$$

Tableau VII.2: La pression dynamique par bande.

Bande	$C_e(z_e)$	q_{dyn} (N/m ²)
0 m - $z_e=24.7$ m	2.327	1012.037
$z_e=24.7$ m - $z_e=31.23$ m	2.524	1098.115
$z_e= 31.23$ m- $z_e=55.93$ m	2.955	1285.482

VII.2.8 Calcul du coefficient de force C_f

Le coefficient de force C_f des constructions soumise à un vent perpendiculaire à l'une de leurs faces est donné par :

$$C_f = c_{f,0} \times \psi \lambda$$

Le coefficient $c_{f,0}$; C_f : est le coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini (4.2.1 RNV2013) $c_{f,0} = 2$

Le facteur d'élanement $\psi\lambda$:

Le facteur d'élanement $\psi\lambda$ prend en compte la résistance réduite de la structure due au flux du vent autour de l'extrémité (effet d'extrémité). Le facteur d'élanement $\psi\lambda$ est donné par la **figure 4.1 (RNVA2013 4.1.1)** en fonction de l'élanement effectif λ_e de la construction (**RNVA2013 4.1.2**) et pour différents coefficients de remplissage ϕ . Pour les structures solides (le coefficient de remplissage $\phi = 1.0$

La figure (VII.2) montre l'élanement de la structure.

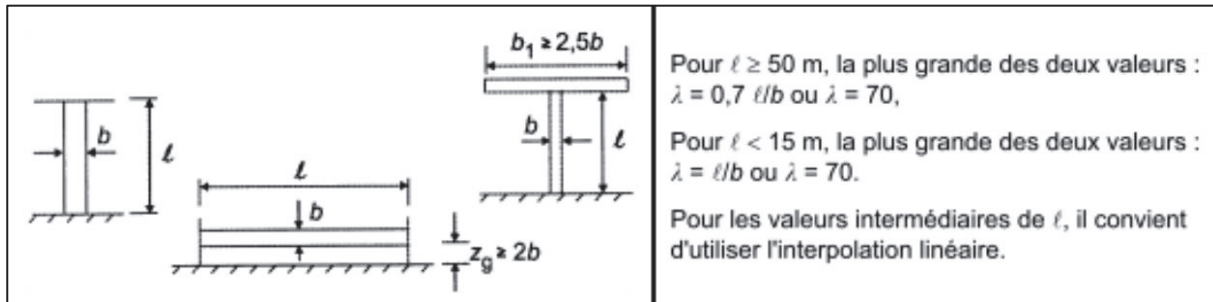


Figure VII.2: L'élanement de la structure.

$$\lambda = \max (1.58, 70) = 70$$

$$\psi\lambda (1, 70) = 1.$$

$$\rightarrow C_f = 2$$

VII.2.9 Détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et a 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent ;

$$\text{donc } \rightarrow C_d = 1.$$

VII.2.10 Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe}

- Parois verticales :

• **Sens x**

Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on se réfère au **paragraphe 1.1.2 chapitre 5 RNV 2013**

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1, b = 23.9 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1, d = 32.2 m

$$e = \min (b ; 2h) = \min (23.9 ; 111.86) = 23.9 \text{ m}$$

$$e < d$$

la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure (VII.3) suivante :

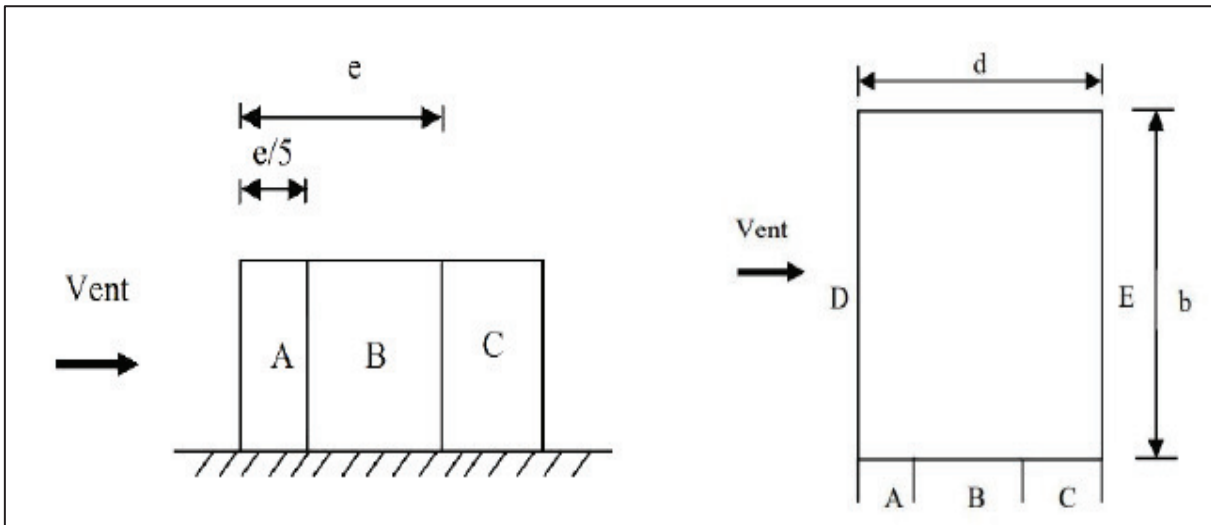


Figure VII.3: Légende pour les parois verticales $d > e$.

La figure (VII.4) schématise le coefficient C_{pe} :

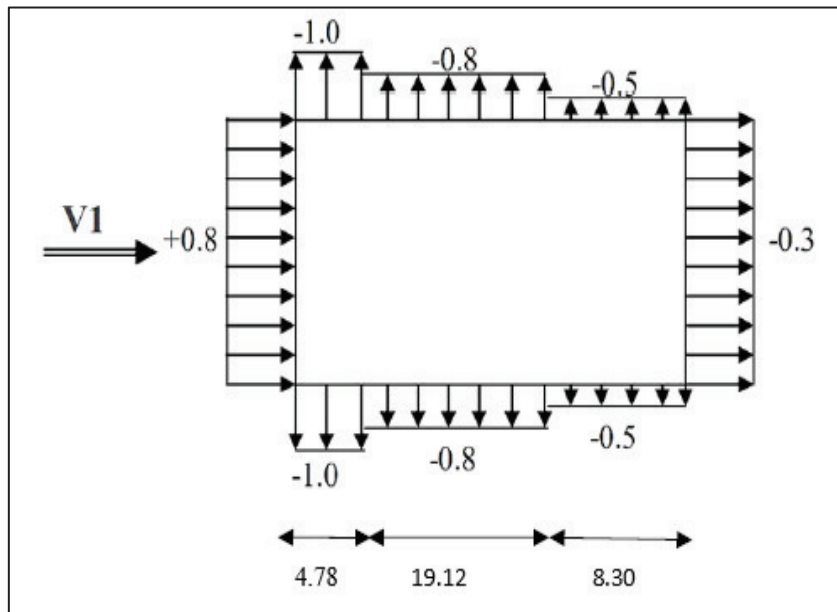


Figure VII.4: C_{pe} pour les parois verticales $d > e$.

Pour $S > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Selon le **RNVA 2013** les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNVA2013)

Dans notre cas, le tableau (VII.3) résume les différentes valeurs :

Tableau VII.3: Valeur de C_{pe} pour $d > e$.

	AA'	BB'	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Sens y :

La figure (VII.5) montre la légende pour les parois verticales :

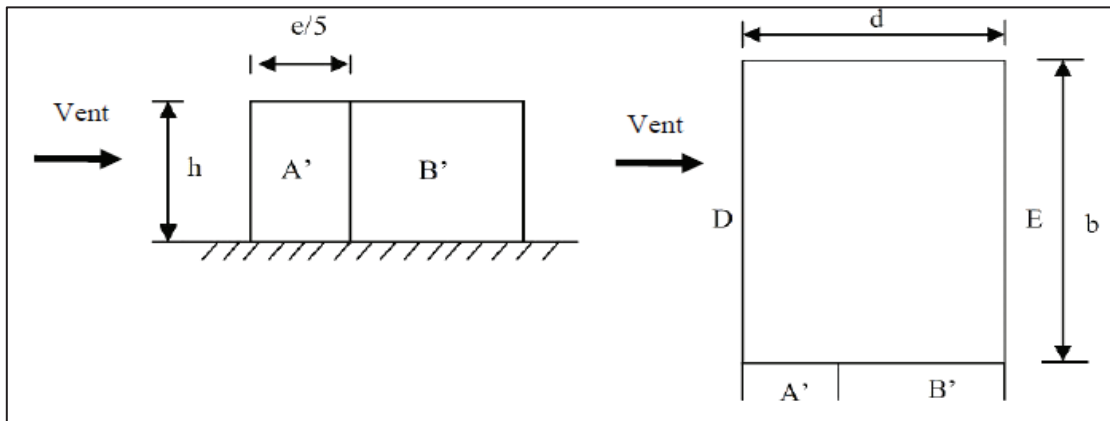


Figure VII.5: Légende pour les parois verticales $d < e$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V2, $b = 32.2$ m

d : la dimension parallèle à la direction du vent V2, $d = 23.9$ m

$e = \min(b ; 2h) = \min(32.2 ; 111.86) = 32.2$ m

$e > d$ la paroi est divisible en 2 zones, illustrées sur la figure (VII.6) suivante :

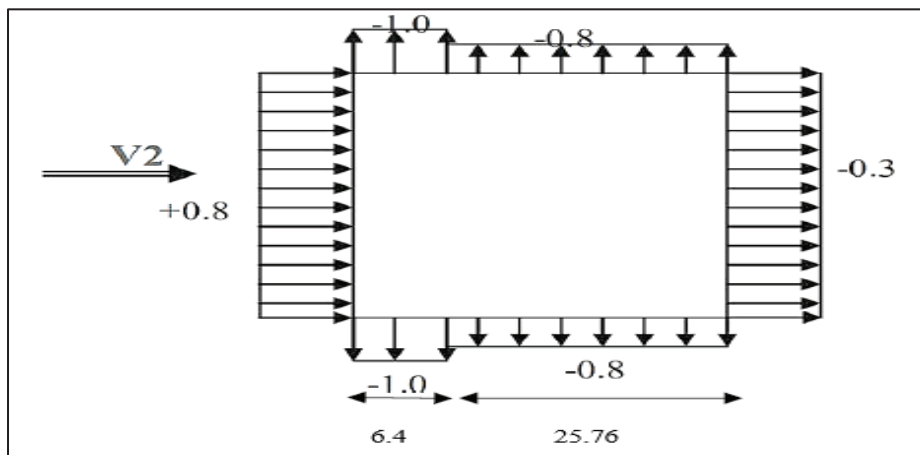


Figure VII.6: C_{pe} pour les parois verticales $d < e$.

Pour $S > 10$ m² $\rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Selon le **RNVA 2013** les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNVA2013)

Dans notre cas, le tableau (VII.4) résume les différents résultats :

Tableau VII.4: Valeur de C_{pe} pour $d < e$.

	AA'	BB'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-après.

$e = \text{Min}[b ; 2h]$

b : dimension du côté perpendiculaire au vent.

La figure (VII.7) schématise ce principe :

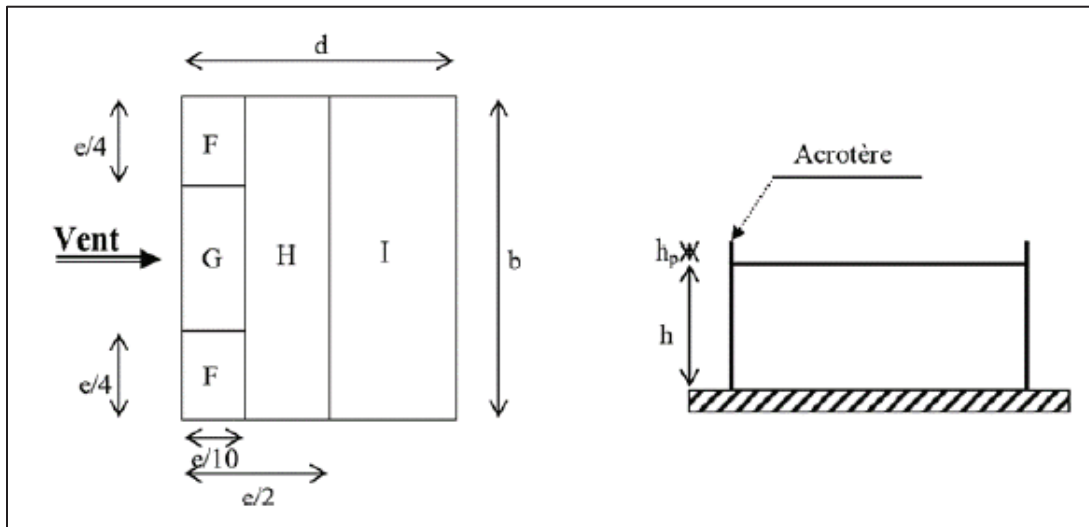


Figure VII.7: Légende pour les toitures plates.

Sens X :

$$b = 23.9 \text{ m}, h = 55.93 \text{ m} \rightarrow e = \text{Min} [23.9 ; 111.86] = 23.9 \text{ m}$$

Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le **tableau 5.2 RNVA 2013** :

Le tableau (VII.5) recapitule les différents résultats :

Tableau VII.5: Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère.

		Zone			
		F	G	H	I
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Avec acrotère	$h_p/h=0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2
	$h_p/h=0.050$	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2
	$h_p/h=0.100$	-1.2	-0.8	-0.7	± 0.2

Dans notre cas $h_p/h = 0.6 / 55.93 = 0,0107 \text{ m}$

Remarque :

La hauteur de l’acrotère est négligeable par rapport à la hauteur du bâtiment, donc on considère qu’il n’y a pas d’acrotère.

Le tableau (VII.6) résume les résultats obtenus :

Tableau VII.6: Coefficients de pression extérieure des toitures plates avec acrotère.

		Zone			
		F	G	H	I
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Sans acrotère		-1.8	-1.2	-0.7	± 0.2

VII.2.11 Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante est donné en fonction de l’indice de perméabilité μ_p (**figure 5.14 RNVA 2013**)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe}}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

D'après la note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4 on peut travailler avec des valeurs extrêmes $C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$

VII.2.12 Détermination du coefficient de pression du vent C_p

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Alors on a les deux tableaux (VII.7) et (VII.8) suivants :

Pour $C_{pi} = +0.2$:

Tableau VII.7: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = +0.2$.

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	0.2	-1	-1.2
BB'	0.2	-0.8	-1
C	0.2	-0.5	-0.7
D	0.2	+0.8	0.6
E	0.2	-0.3	-0.5
F	0.2	-1.4	-1.6
G	0.2	-0.9	-1.1
H	0.2	-0.7	-0.9
I	0.2	+0.2	0
	0.2	-0.2	-0.4

Pour $C_{pi} = -0.3$

Tableau VII.8: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = -0.3$.

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.3	-1	-0.7
BB'	-0.3	-0.8	-0.5
C	-0.3	-0.5	-0.2
D	-0.3	+0.8	1.1
E	-0.3	-0.3	0
F	-0.3	-1.4	-1.1
G	-0.3	-0.9	-0.6
H	-0.3	-0.7	-0.4
I	-0.3	+0.2	0.5
	-0.3	-0.2	0.1

VII.2.13 Calcul de de la pression aérodynamique du vent W

$$W(z) = q_{dyn} \times C_p$$

Pour $C_{pi} = +0.2$

Les tableaux (VII.9) a (VII.11) résument les résultats obtenus.

Tableau VII.9: Pression aérodynamique extérieure de vent.

Zone	Ze (m)	qdyn (N/m ²)	Cpe	We
AA'	0 - 55.93 m	1285.482	-1	-1285.482
BB'	0 - 55.93 m	1285.482	-0.8	-1028.386
C	0 - 55.93 m	1285.482	-0.5	-642.741
D	0 - 24.70 m	1012.037	+0.8	809.630
	24.70 - 31.23 m	1098.115	+0.8	878.492
	31.23 - 55.93 m	1285.482	+0.8	1028.386
E	0 - 55.93 m	1285.482	-0.3	-385.645
F	0 - 55.93 m	1285.482	-1.4	-1799.675
G	0 - 55.93 m	1285.482	-0.9	-1156.934
H	0 - 55.93 m	1285.482	-0.7	-899.837
I	0 - 24.70 m	1012.037	0.2	202.407
	24.70 - 31.23 m	1098.115	0.2	219.623
	31.23 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096

Pour C_{pi} = +0.2

Tableau VII.10: Pression aérodynamique intérieure de vent pour C_{pi} = +0.2.

Zone	Ze (m)	qdyn (N/m ²)	C _{pi}	Wi
AA'	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
BB'	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
C	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
D	0 - 24.70 m	1012.037	0.2	202.407
	24.70 - 31.23 m	1098.115	0.2	219.623
	31.23 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
E	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
F	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
G	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
H	0 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096
I	0 - 24.70 m	1012.037	0.2	202.407
	24.70 - 31.23 m	1098.115	0.2	219.623
	31.23 - 55.93 m	1285.482	0.2	257.096

Pour C_{pi} = - 0.3

Tableau VII.11: Pression aérodynamique intérieure de vent pour C_{pi} = - 0.3.

Zone	Ze (m)	qdyn (N/m ²)	C _{pi}	Wi
AA'	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
BB'	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
C	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
D	0 - 24.70 m	1012.037	- 0.3	-303.611
	24.70 - 31.23 m	1098.115	- 0.3	-329.435
	31.23 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
E	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
F	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
G	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
H	0 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645
I	0 - 24.70 m	1012.037	- 0.3	-303.611
	24.70 - 31.23 m	1098.115	- 0.3	-329.435
	31.23 - 55.93 m	1285.482	- 0.3	-385.645

VII.2.14 Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par:

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$
- Forces de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

VII.1.1.1 Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$$

Avec la pression extérieure :

$$W_e = q_{dyn}(z) \times C_{pe}$$

Le tableau (VII.12) suivant résume les résultats :

Tableau VII.12: Détermination Calcule de la force extérieure $F_{w,e}$.

Zone	Ze (m)	We(N/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _{w,e,x} (N)	F _{w,e,y} (N)
AA'	0 - 55.93 m	-1285.482	267.345	-343667.185	-
BB'	0 - 55.93 m	-1028.386	1068.808	-1099147.184	-
C	0 - 55.93 m	-642.741	463.970	-298212.542	-
D	0 - 24.70 m	809.630	795.340	643931.124	-
	24.70 - 31.23 m	878.492	210.266	184716.999	-
	31.23 - 55.93 m	1028.386	795.340	817916.521	-
E	0 - 55.93 m	-385.645	1799.980	-694153.287	-
F	0 - 55.93 m	-1799.675	668.005	-	-1202191.898
G	0 - 55.93 m	-1156.934	668.005	-	-772837.697
H	0 - 55.93 m	-899.837	1336.010	-	-1202191.230
I	0 - 24.70 m	202.407	590.330	-	119486.924
	24.70 - 31.23 m	219.623	156.067	-	34275.903
	31.23 - 55.93 m	257.096	590.330	-	151771.482
				-788615.55	-2871686.52

- Le signe (-) représente une dépression.
- Le signe (+) représente une pression.
- Le total représente la superposition des forces dans la même direction.

VII.1.1.2 Détermination de la force intérieur $F_{w,i}$

$$F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$$

Avec la pression extérieure :

$$W_i = q_{dyn}(z) \times C_{pi}$$

Le tableau (VII.13) suivant résume le calcul :

Tableau VII.13: Détermination Calcule de la force extérieure $F_{w,i}$.

Zone	Z_e (m)	W_i (N/m ²)	A_{ref} (m ²)	$F_{w,i,x}$ (N)	$F_{w,i,y}$ (N)
AA'	0 - 55.93 m	-385.645	267.345	-103100.263	-
BB'	0 - 55.93 m	-385.645	1068.808	-412180.461	-
C	0 - 55.93 m	-385.645	463.970	-178927.711	-
D	0 - 24.70 m	-303.611	795.340	-241473.973	-
	24.70 - 31.23 m	-329.435	210.266	-69268.9797	-
	31.23 - 55.93 m	-385.645	795.340	-306718.894	-
E	0 - 55.93 m	-385.645	1799.980	-694153.287	-
F	0 - 55.93 m	-385.645	668.005	-	-257612.788
G	0 - 55.93 m	-385.645	668.005	-	-257612.788
H	0 - 55.93 m	-385.645	1336.010	-	-515225.576
I	0 - 24.70 m	-303.611	590.330	-	-179230.682
	24.70 - 31.23 m	-329.435	156.067	-	-51413.9321
	31.23 - 55.93 m	-385.645	590.330	-	-227657.813
				-2005823.57	-1488753.58

VII.1.1.3 Détermination de la force de frottement F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

Dans notre cas :

$$S_{parallele} = 2 \times 32.2 \times 55.9 = 3599.96 \text{ m}^2 < S_{perpendiculaire} = 4 \times 2 \times 23.9 \times 55.9 = 10688.08 \text{ m}^2$$

Donc on néglige l'effet de frottement.

$$F_{w,e} = \sqrt{(-788615.55)^2 + (-2871686.52)^2} = 2978.002 \text{ KN}$$

$$F_{w,i} = \sqrt{(-2005823.57)^2 + (-1488753.58)^2} = 2497.942 \text{ KN}$$

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} = 5475.944 \text{ KN}$$



CHAPITRE VIII

**ANALYSE STATIQUE NON
LINEAIRE - PUSHOVER**

VIII.1 METHODE D'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE EN POUSSEE PROGRESSIVE :

L'analyse en poussée progressive (Pushover Analysis) est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone. C'est donc une étude pas à pas pour laquelle le modèle de la structure doit être développé à partir des lois moments courbures des éléments. Ces propriétés doivent être bien représentatives de leur comportement actuel aussi bien dans le domaine élastique avec une rigidité flexionnelle non fissurée que dans le domaine plastique jusqu'à la rupture.

L'analyse en poussée progressive s'applique pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants, en particulier pour évaluer la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés.

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent « l'offre de déformation », à « la demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

La figure (VIII.1) schématise le principe de cette méthode.

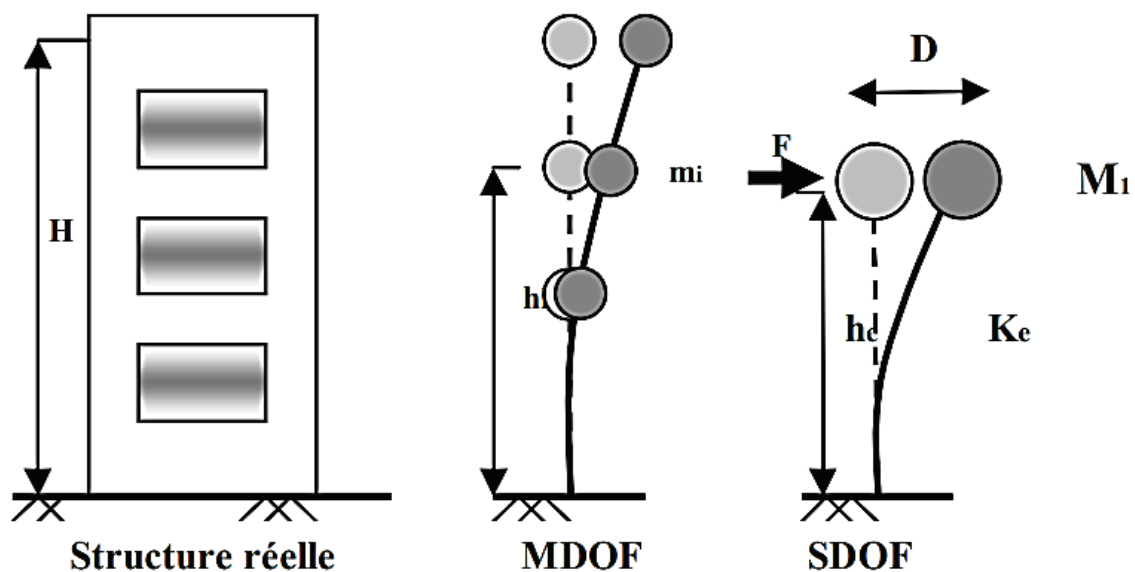


Figure VIII.1: Schéma descriptive MDOF-SDOF.

L'analyse statique non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of Freedom) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of Freedom), et ce dernier fondamentalement contrôlé par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme.

VIII.2 COURBE DE CAPACITE

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement considéré généralement au sommet de la structure. En général, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture. La courbe de capacité peut être obtenue par un calcul statique non-linéaire "Pushover" qui donne l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit par une modélisation numérique.

VIII.2.1. Définition du comportement non linéaire des éléments porteurs

En utilisant le ferrailage des éléments poteaux et poutres calculé dans le chapitre V, leur comportement non linéaire a été déterminé pour les différents éléments et affecté au modèle de la structure établie. Ce dernier se traduit par l'introduction des lois de comportement des rotules plastiques au niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Pour les poteaux, on a introduit des rotules de type "P-M2 -M3".

Concernant les poutres, les lois de comportement des rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales de ces dernières.

VIII.2.2. Modélisation de la structure en portiques équivalents :

VIII.2.2.1 Description de la modélisation

La méthode des portiques équivalents consiste à remplacer les voiles par des poteaux avec des zones rigides selon le cas, ce qui implique un calcul comme pour un portique.

Le principe consiste à définir les voiles comme un élément frame. La rigidité de ces éléments peut être calculé à partir de leur section transversale brute, on incorporant les zones rigides nécessaires.

Pour définir la non linéarité de ces voiles, on introduit des rotules à la base et au sommet des voiles, comme pour les poteaux.

La figure (VIII.2) et (VIII.3) montre les courbes de capacité dans les deux sens x-x et y-y de la structure modélisée comme portiques équivalent.

La courbe de capacité sens x-x

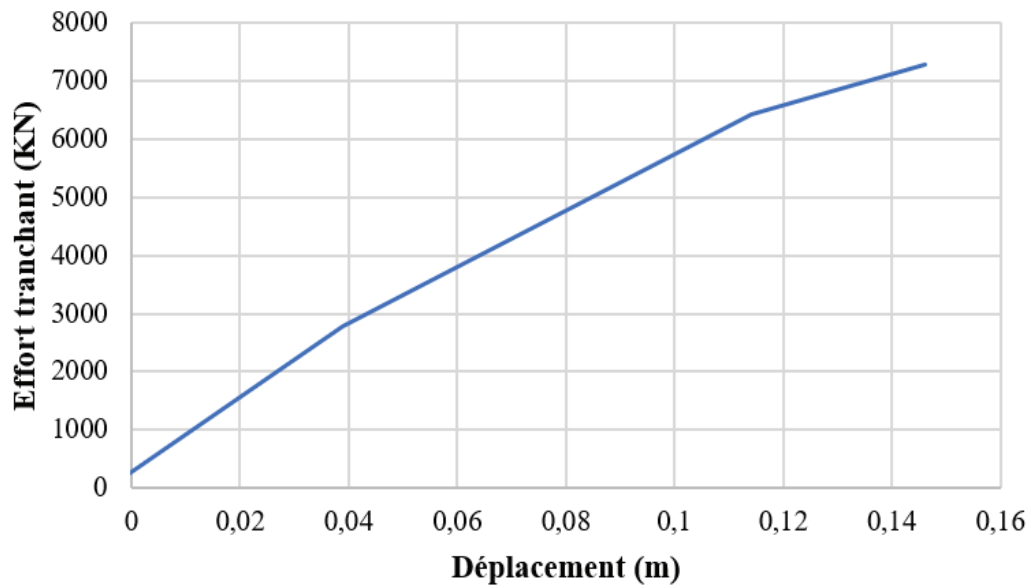


Figure VIII.2: La courbe de capacité sens x-x.

La courbe de capacité sens y-y

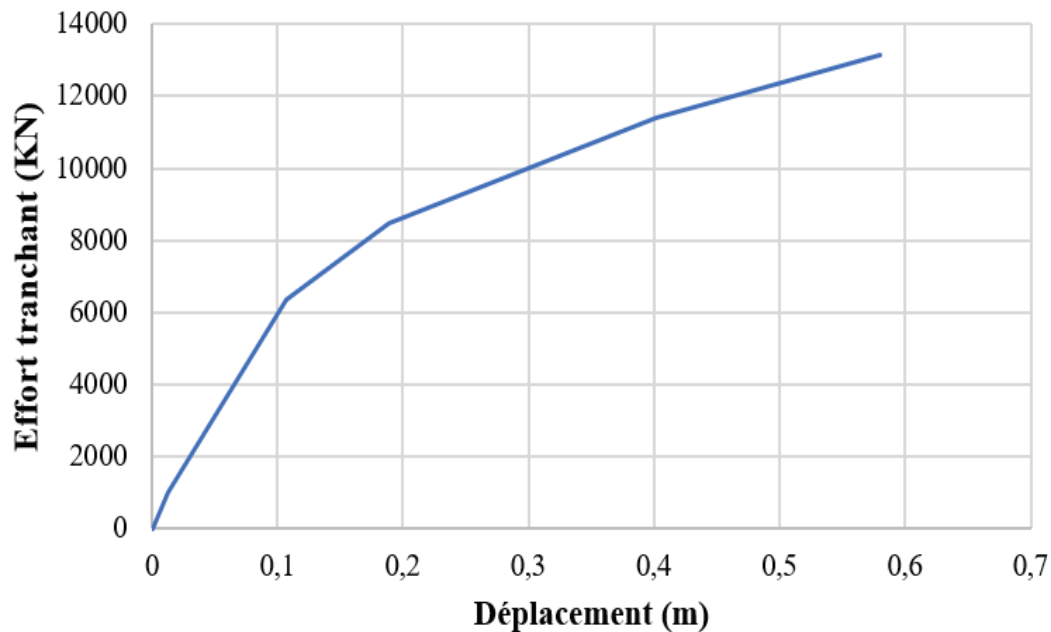


Figure VIII.3: La courbe de capacité sens y-y.

VIII.2.3. Modélisation de la structure avec voiles

Dans ce cas, la structure est modélisée avec des portiques et des voiles (élément shell) qui se rapproche le plus de réalité physique.

VIII.2.3.1 Définition du comportement non linéaire des voiles

Le logiciel **ETABS 2018** permet d'introduire des rotules plastiques au milieu du voile. Dans la modélisation en fibres, le voile est considéré comme une poutre de section hétérogène divisée en plusieurs fibres où chaque fibre représente soit une barre d'acier ou une portion de la section de béton. A chaque fibre est associée une loi de comportement locale en contraintes déformations. Le comportement de l'ensemble des fibres permet de décrire les mécanismes de dégradation d'une partie ou de la totalité de la section hétérogène.

Le tableau (VIII.1) résume les déplacements absolus capacitaires à chaque niveau pour la direction longitudinale x-x.

Tableau VIII.1: Comparaison entre les exigences du RPA 99/version 2003 et la capacité théorique – sens x.

Niveau	Hauteur de niveau (mm)	RPA (1%Hi) (mm)	Capacité théorique (mm)
17	3060.0	528.7	107.2
16	3060.0	498.1	102.1
15	3060.0	467.5	96.9
14	3060.0	436.9	91.2
13	3060.0	406.3	85.1
12	3060.0	375.7	78.5
11	3060.0	345.1	71.5
10	3060.0	314.5	64.2
9	3060.0	283.9	56.7
8	3060.0	253.3	49.1
7	3060.0	222.7	41.4
6	3060.0	192.1	33.7
5	3060.0	161.5	26.3
4	3060.0	130.9	19.3
3	3740.0	100.3	12.9
2	2550.0	62.9	6.1
1	3740.0	37.4	2.6
0	0.0	0.0	0.0

La figure (VIII.4) montre la comparaison entre déplacements absolus dans le sens x-x.

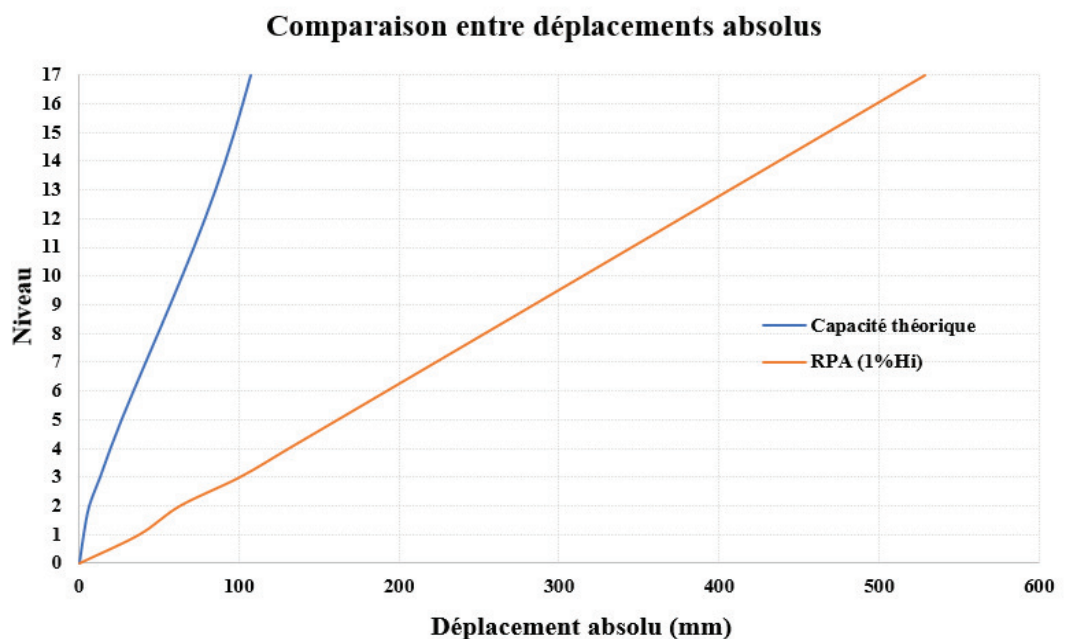


Figure VIII.4: Comparaison entre déplacements absolus dans le sens x-x.

Le tableau (VIII.2) résume les déplacements absolus capacitaires à chaque niveau pour la direction transversale y-y.

Tableau VIII.2: Comparaison entre les exigences du RPA 99/version 2003 et la capacité théorique -sens y.

Niveau	Hauteur de niveau (mm)	RPA (1%Hi) (mm)	Capacité théorique (mm)
17	3060.0	528,7	171,3
16	3060.0	498,1	163,5
15	3060.0	467,5	153,1
14	3060.0	436,9	142,1
13	3060.0	406,3	130,7
12	3060.0	375,7	118,8
11	3060.0	345,1	106,7
10	3060.0	314,5	94,4
9	3060.0	283,9	82,1
8	3060.0	253,3	70,0
7	3060.0	222,7	58,1
6	3060.0	192,1	46,8
5	3060.0	161,5	36,1
4	3060.0	130,9	26,4
3	3740.0	100,3	17,6
2	2550.0	62,9	8,2
1	3740.0	37,4	3,5
0	0.0	0.0	0,0

La figure (VIII.5) montre la comparaison entre déplacements absolus dans le sens x-x.

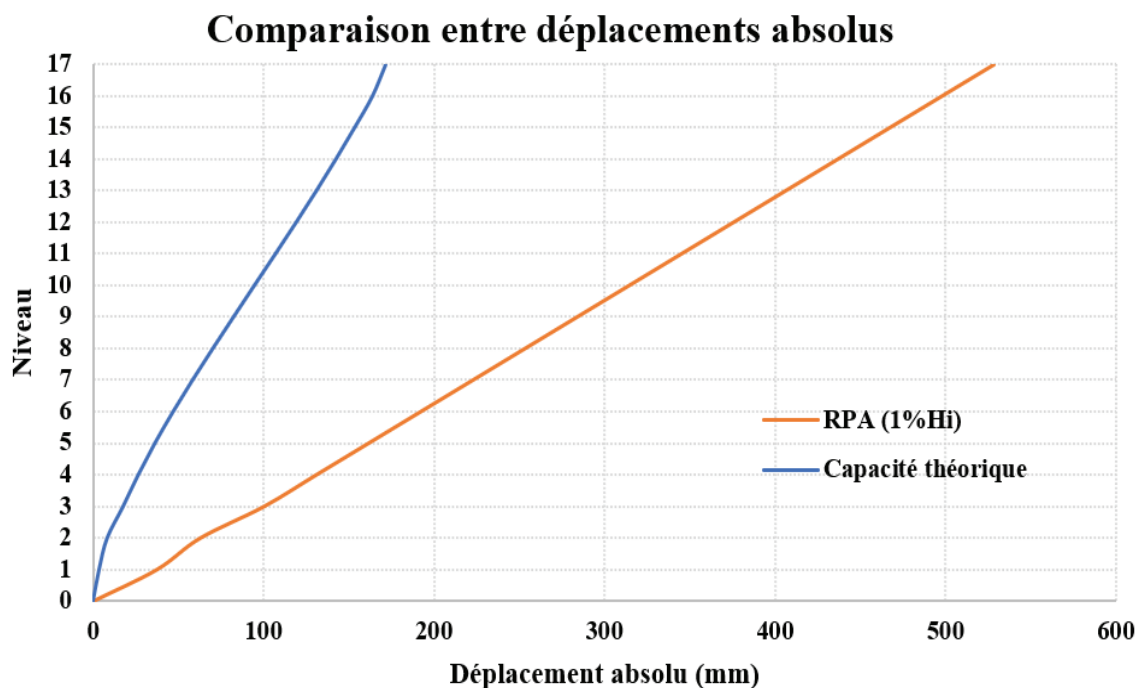


Figure VIII.5: Comparaison entre déplacements absolus dans le sens y-y.

VIII.2.4. Interprétation des résultats

Suite à l'analyse des courbes de capacité de la structure pour les deux directions principales (x-x) et (y-y), nous avons constaté ce qui suit :

- Lorsque la structure est auto stable (poteaux -poutres), la ductilité de cette dernière est importante (grand déplacement au sommet) mais la rigidité est faible (effort tranchant à la base faible).
- L'insertion des voiles dans la structure donne un gain important en effort tranchant, mais diminue la ductilité de cette dernière (faible déplacement au sommet).
- Pour notre cas, malgré qu'une simulation en structure auto stable a été faite et a satisfait toutes les conditions du RPA 99/ version 2003, l'article 3.4.1a du RPA 99/version 2003 qui limite la hauteur d'une structure auto stable en béton armé à quatre niveaux ou quatorze (14) mètres en zone II.a , nous a obligé d'insérer des voiles dans les deux directions, et de ce fait les résultats des courbes de capacité nous ont donné, des déplacements au sommet très inférieurs a ceux du RPA 99/ version 2003 ($\sum 1\% H_i = 1\% H_t$).

Le tableau (VIII.3) résume l'essentiel des résultats trouvés.

Tableau VIII.3: Déplacement absolu au sommet pour la capacité théorique et RPA 99/ version 2003.

DIRECTION	Déplacement absolu au sommet Capacité théorique (mm)	Déplacement absolu au sommet RPA 99/ version 2003
x-x	107,235	528,700
y-y	171,313	528,700

Remarque :

Pour cette raison, nous recommandons que l'article 5.10 du RPA 99/ version 2003 doit être révisé en considérant :

- Les caractéristiques des différents matériaux (maçonnerie, béton armé, charpente métallique)
- Le type structurel (auto stable, mixte, voiles).



CHAPITRE IX

**RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
(SYSTEME DE BLINDAGE)**

IX.1 INTRODUCTION

Toute excavation non blindée représente un danger en puissance pour les personnes qui travaillent sur ces chantiers. Être enseveli sous les décombres d'une fouille est aussi dramatique qu'un accident d'avalanche. Par conséquent, la législation prévoit et prescrit les systèmes de blindages pour les travaux en fouille.

Le choix du mode opératoire doit être fait en fonction des conditions géotechniques et hydrologiques et des contraintes d'environnement. Les entreprises ont maintenant à leur disposition toute une gamme de procédés permettant d'exécuter les blindages dans de bonnes conditions, quelles que soient la nature et l'importance des travaux à exécuter.

IX.2 COMPARAISON ENTRE QUELQUES TECHNIQUES DE SOUTÈNEMENT

Il existe plusieurs techniques de soutènement, soutènement par rideau de pieux, par parois moulées et par rideaux de palplanches.

IX.2.1 Parois moulées

C'est un écran en béton armé, exécuté dans le sol. Elle est constituée d'une boîte à l'intérieur de laquelle on va exécuter le projet. Elle peut être une partie de la structure. Quand il y a de l'eau dans le sol, cette paroi assure l'étanchéité de la fouille. Pendant l'exécution, la stabilité de la tranchée est assurée par la mise en place de boue bentonite. Cette boue assure l'équilibre des poussées latérales du terrain. La paroi moulée permet de contenir l'éboulement et la décompression des terres tout en assurant le soutènement. La figure (IX.1) montre le principe de cette technique.

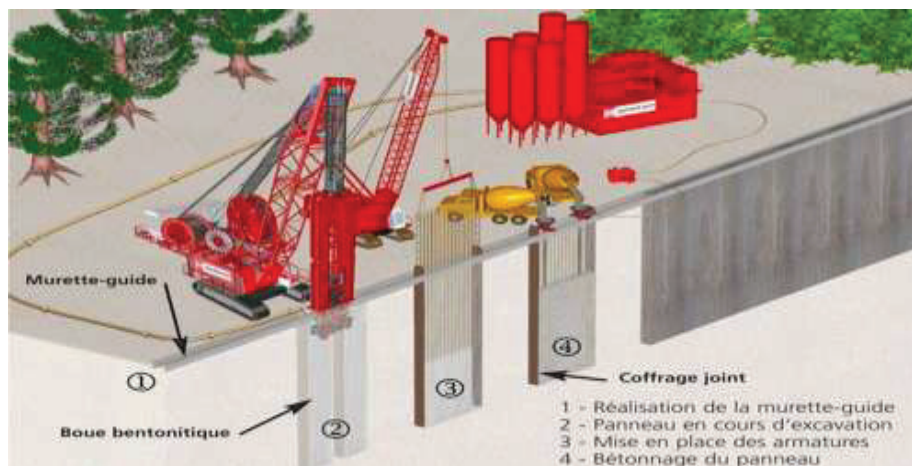


Figure IX.1 : Technique de la paroi moulée.

IX.2.2 Rideau de palplanches :

Les rideaux de palplanches sont constitués d'éléments verticaux jointifs, qui sont exécutés par battage dans le sol pour créer un écran plus ou moins étanche dans le sol. Ces rideaux empêchent l'éboulement et la décompression des terres et peuvent être exécuté : en bois, en béton ou en métal.

La figure (IX.2) montre le principe de cette technique.

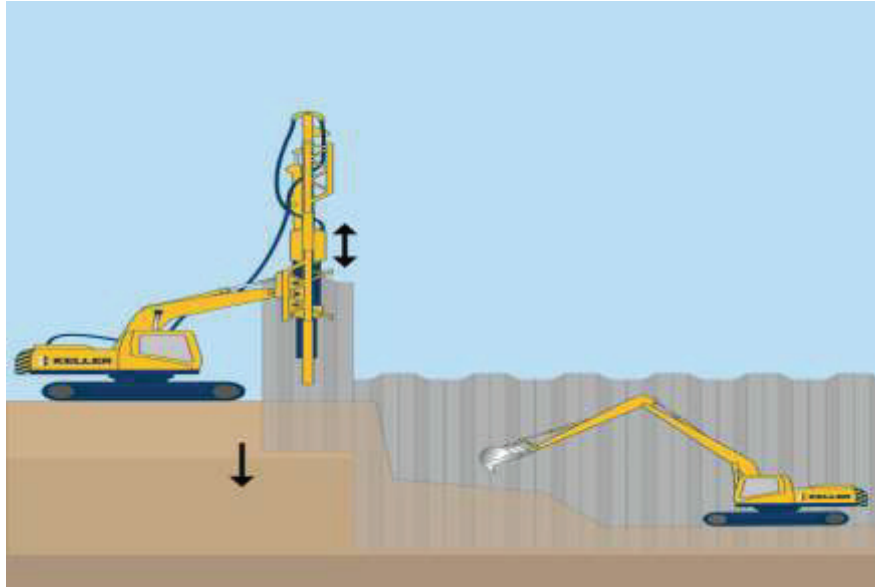


Figure IX.2 : Technique du rideau des palplanches.

IX.2.3 Soutènement par pieux

Le soutènement par pieux est une technique de construction utilisée pour renforcer ou stabiliser le sol d'une structure en utilisant des pieux. Les pieux sont des éléments structuraux allongés, généralement en bois, en acier ou en béton, qui sont enfoncés dans le sol pour fournir un support supplémentaire. Cela permet de réduire les déformations du sol et de prévenir les mouvements indésirables. La figure (IX.3) schématise le principe de cette technique.

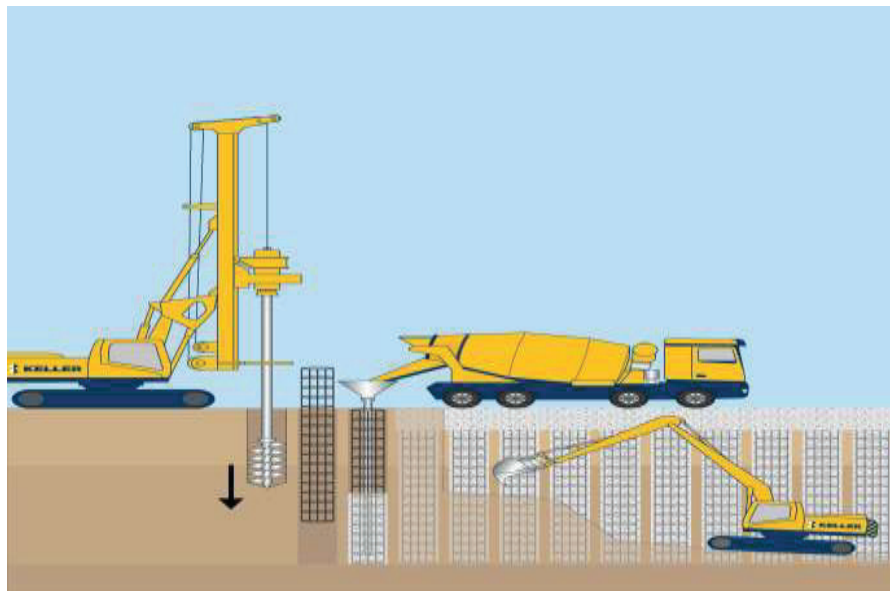


Figure IX.3 : Technique du soutènement par pieux.

IX.2.4 Comparaison

Le tableau (IX.1) résume les caractéristiques de chaque technique afin de faire une comparaison :

Tableau IX.1 : La comparaison entre pieux de soutènement, parois moulées et rideaux de palplanches.

Caractéristiques	Soutènement par pieux	Parois moulées	Rideaux de palplanches
Hauteur maximum	14 à 30 m	30 à 90 m	20 à 30 m
Type de soutènement	Définitif ou provisoire		
Etanchéité	Structure relativement étanche.	Structure relativement étanche.	Structure relativement étanche.
Prix	Moins coûteuse que les autres	Très coûteuse	Très cher

IX.2.5 Conclusion :

Dans notre cas, et après la comparaison ; nous avons opté pour le soutènement par pieux.

IX.3 LE SOUTÈNEMENT PAR PIEUX

Les pieux sont des éléments structuraux qui sont utilisés généralement pour les fondations profondes qui vont résister aux charges verticales exercées par un bâtiment par l'intermédiaire de pointe et de frottement latéralise.

Avec le temps, les pieux ont été utilisés dans diverses applications, dont l'une qui est le soutènement par pieux comme son nom l'indique. Ce dernier est caractérisé par sa grande résistance aux sollicitations latérales. Cette technologie, plus avantageuse que les murs de soutènement traditionnels, nous offre une rapidité d'exécution et réduit le cout la main d'œuvre.

IX.3.1 Parois en pieux sécants

Une paroi de pieux sécants se compose de pieux alignés avec un entre axe inférieur à leur diamètre pour former une paroi structurale. Ces parois de pieux sécants ont la capacité également de limiter les venues d'eau. La conception peut incorporer une cage d'armatures ou des profilés pour le renforcement, et des tirants ou des butons peuvent créés des appuis de retenue intermédiaires, si besoin.

IX.3.2 Techniques d'exécution

Un phasage particulier d'exécution consiste à travailler en pieux primaires et secondaires. Des murettes guides spécifiques facilitent l'implantation des pieux. Les pieux primaires sont réalisés en béton maigre uniquement. Les pieux secondaires viennent remordre les primaires et reçoivent si besoin une armature spécialement adaptée à l'entrelacement des pieux. Les parois peuvent être stabilisées par des tirants, butons, ou être auto-stables.

IX.3.3 Exemple de paroi forée à la tarière creuse :

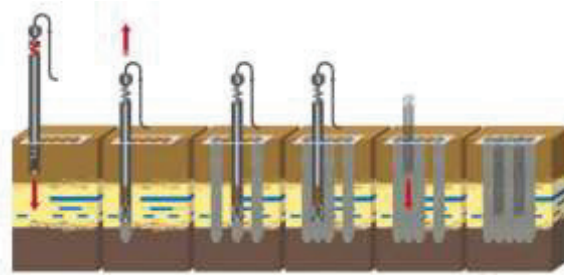


Figure IX.4 : Technique d'exécution des pieux sécants.

- Forage des pieux primaires avec la tarière continue en rotation, si besoin à l'aide d'un tube. Remontée de la tarière avec bétonnage simultané du pieu.
- Forage des pieux secondaires, avec mise en place de l'armature dans le pieu fraîchement bétonné (ou avant le bétonnage selon le procédé utilisé).
- Paroi finie.

IX.4 CARACTERISTIQUES DU SOL

Le modèle géotechnique représentatif tenant compte de tous les essais (sondages in situ) réalisés au droit à proximité du site sera comme suit :

Niveau	Symboles	Description
4 m		Remblai hétérogène constitué d'argile, graviers et quelques débris de constructions.
		Formation grés-sableuse (grés moyens à grossiers) , intercalé par des sables fins beige à brunâtres
40 m		Fin du forage à une profondeur de 40 m.

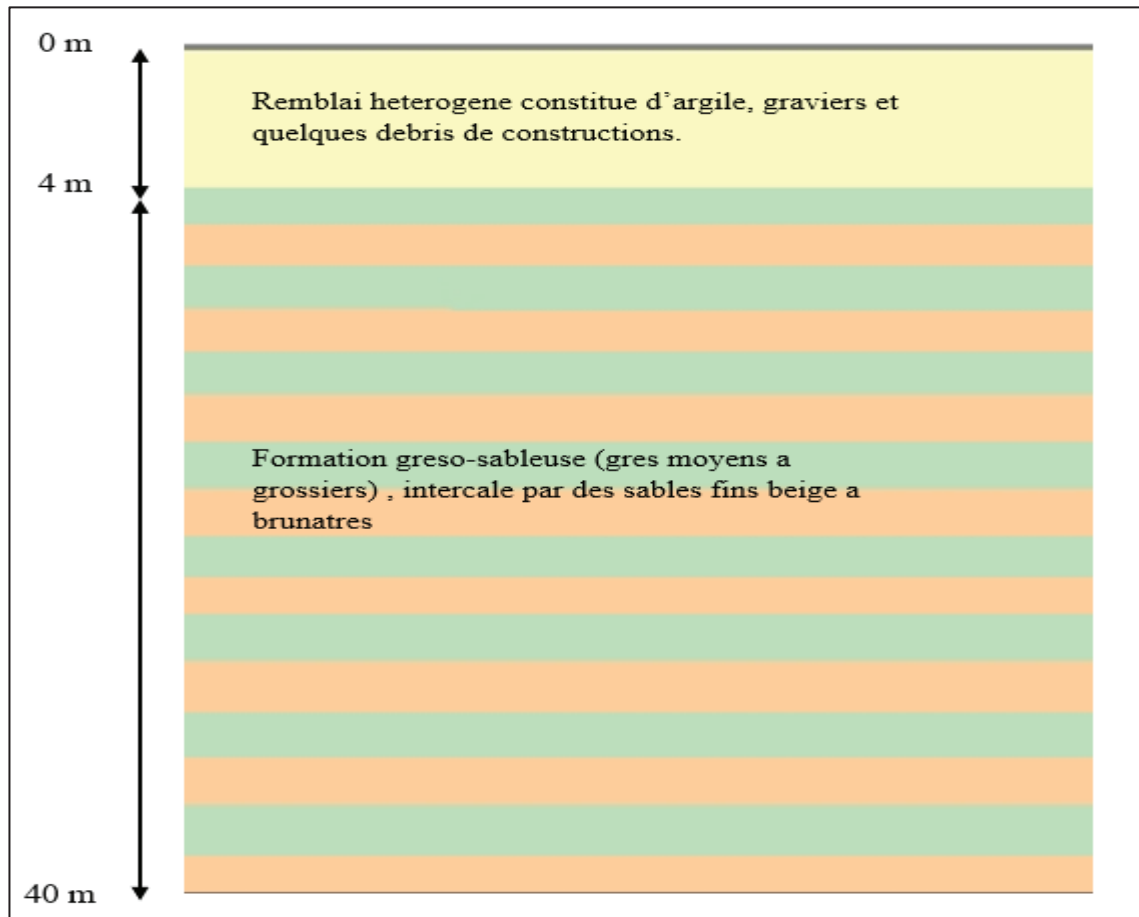
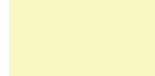




Figure IX.5 : Schéma descriptif des intercalations des couches de sol.

Le tableau (IX.2) résume les caractéristiques de chaque couche.

Tableau IX.2 : Caractéristiques de chaque couche.

Matériau	Couleur	γ (KN/m ³)	c(KPa)	ϕ (°)	E(MPa)	ν
Remblai		15	5	28	-	-
Grès tendre		19	47	36	58	0.3
Sables fins		17	0	36.5	12	0.35

IX.5 BUTEE ET POUSSEE

IX.5.1 Définition :

La force de poussée (ou encore poussée) qu'on note P_a , l'indice « a » précisant qu'il s'agit d'une force active. C'est la force du massif de sol s'exerçant sur la face amont du mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement. La force de butée (ou encore butée) et on la note P_p , l'indice p précisant qu'il s'agit d'une force passive (qui ne s'exerce qu'en réaction à un déplacement effectif). C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur.

La figure (IX.6) schématise la force de poussée et de butée.

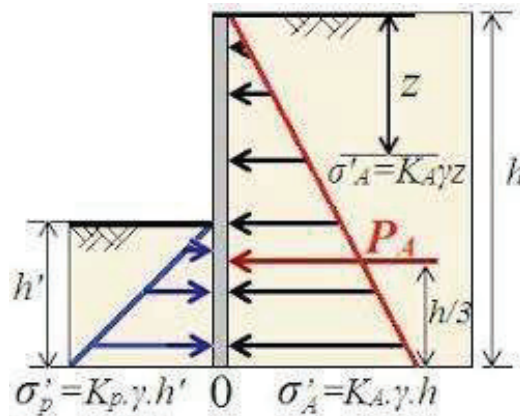


Figure IX.6 : Schéma descriptif de la force de poussée et la force de butée.

Le tableau (IX.3) résume le calcul de la force de poussée.

Tableau IX.3 : Calcul de la force de poussée.

H (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	σ_v (Kpa)	K_a	c (Kpa)	ea (KN)	Pa (KN)
4	15	60	0.36	5	15.60	31.2
1	19	79	0.26	47	-27.39	-5.90
1	17	96	0.25	0	24.00	-1.70
1	19	115	0.26	47	-18.03	2.98
1	17	132	0.25	0	33.00	7.48
1	19	151	0.26	47	-8.67	12.16
1	17	168	0.25	0	42.00	16.66
1	19	187	0.26	47	0.69	21.34
1	17	204	0.25	0	51.00	25.84
1	19	223	0.26	47	10.05	30.52
1	17	240	0.25	0	60.00	35,02
1	19	259	0.26	47	19.41	39.70
1	17	276	0.25	0	69.00	44.20
1	19	295	0.26	47	28.77	48.88
1	17	312	0.25	0	78.00	53.38
1	19	331	0.26	47	38.13	58.06
1	17	348	0.25	0	87.00	62.56
1	19	367	0.26	47	47.49	67.24
1	17	384	0.25	0	96.00	71.74
1	19	403	0.26	47	56.85	76.42

Le tableau (IX.3) résume le calcul de la force de butée.

Tableau IX.4 : Calcul de la force de butée.

H (m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	$\sigma_v(\text{Kpa})$	K_a	$c(\text{Kpa})$	$e_p(\text{KN})$	$P_p(\text{KN})$
1	17	17	0,25	47	4,25	2,125
1	19	36	0,26	0	-38,57	-17,16
1	17	53	0,25	47	13,25	-12,66
1	19	72	0,26	0	-29,21	-7,98
1	17	89	0,25	47	22,25	-3,48
1	19	108	0,26	0	-19,85	1,20
1	17	125	0,25	47	31,25	5,70
1	19	144	0,26	0	-10,49	10,38
1	17	161	0,25	47	40,25	14,88
1	19	180	0,26	0	-1,13	19,56

IX.6 LES TIRANTS D'ANCRAGE

Les tirants d'ancrage sont utilisés lorsqu'on cherche à renforcer un rideau de soutènement. Les forces du sol poussent le rideau de pieux de soutènement et essaient de le renverser. Pour cela, il faut mettre des tirants d'ancrage qui sont capables de tenir ces forces de traction et les transmettre à une couche de sol résistant par ancrage.

Un ancrage possède trois parties principales qui sont :

- La tête du tirant (c'est l'arrangement d'appui de tirant) ;
- L'armature (c'est l'élément qui transporte les forces de traction au corps de la tête) ;
- Le corps d'ancrage (il transmet les forces de traction au sol par les armatures).

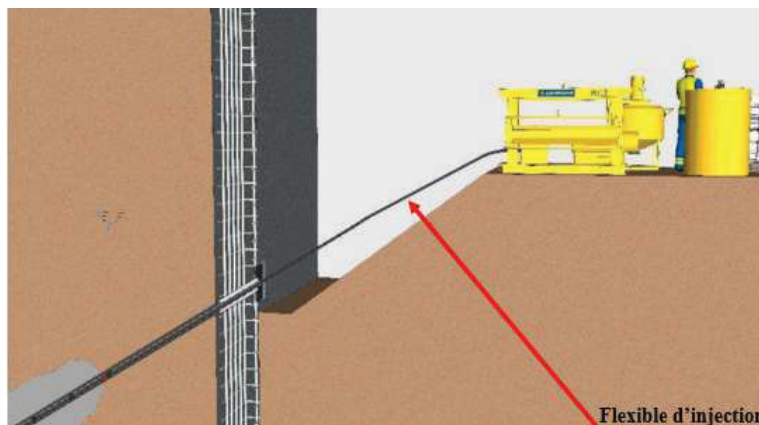


Figure IX.7 : Mise en œuvre du tirant d'ancrage.

Le corps d'ancrage est réalisé par injection d'un coulis à base de ciment sous une grande pression contrôlée. Quand la mise en tension de l'ancrage est faite, le tirant doit être protégé tout au long de la partie libre par une matière anticorrosive solide (gaine).

IX.7 MODELE NUMERIQUE

La modélisation numérique a été effectuée avec logiciel Slide (6.0) pour la détermination du facteur de sécurité et Phase 2 (8.0) pour le calcul des moments, efforts tranchants et effort normal et effort normal sur tirant.

L'excavation est soutenue par la technique de soutènement par des pieux sécant, appuyés par des tirants d'ancrage.

L'excavation est de :

- 33 m de longueur ;
- 24 m de largeur ;
- 15 m de profondeur.

Une rangée de tirants précontraints sont utilisées sur la paroi chaque 2 m. Leurs longueurs sont calculées ci-dessous, et sont placées dans le sol avec un angle de 10° .

Le terrain retenu est composé de deux couches de sol qui sont une couche de remblai de 4 m et une couche grés-sableuse (grés moyens a grossiers), intercale par des sables fins beige a brunâtres.

En premier lieu nous avons modélisée l'excavation sans soutènement pour un facteur de sécurité de 1.2, dont voici les résultats sont montré dans la figure (VIII.8).

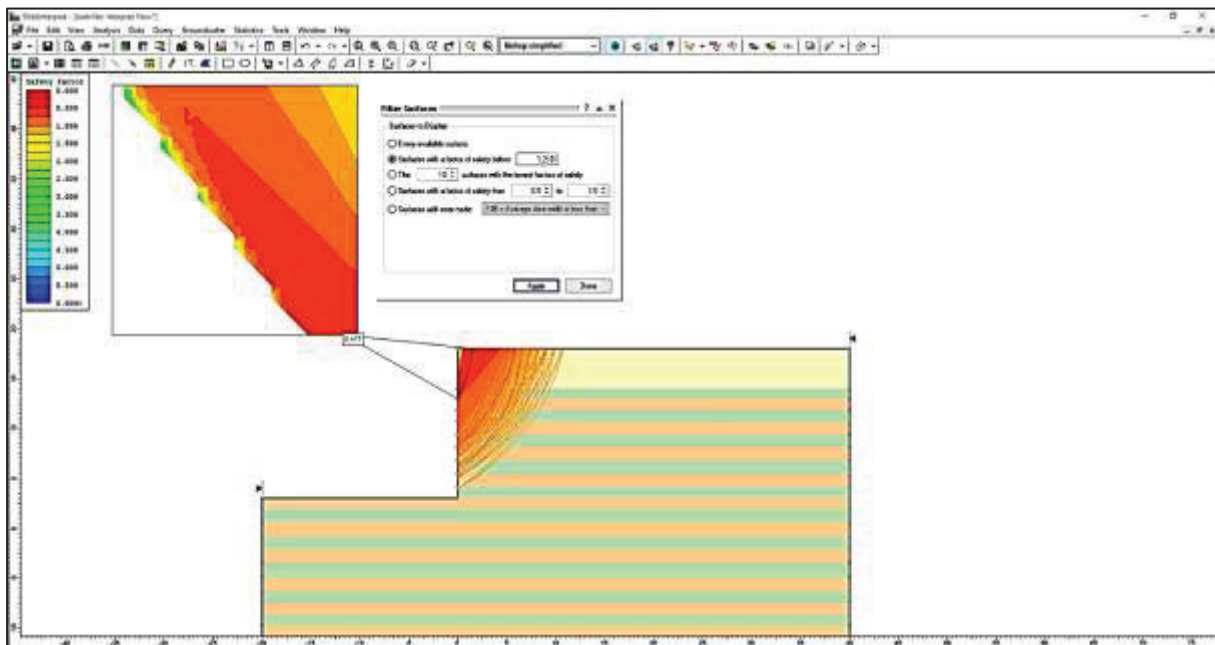


Figure IX.8 : Obtention de coefficient de sécurité par slide sans soutènement.

Le facteur de sécurité obtenu est $0.477 < 1.2$, donc il y a une instabilité, et un grand risque de glissement.

Par la suite, nous avons modélisé l'excavation avec soutènement, une paroi de pieux qui ont un diamètre de 0.8 m, avec des tirants tout le long de la profondeur espaces de 2 m.

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous (voir figure VIII.9) .

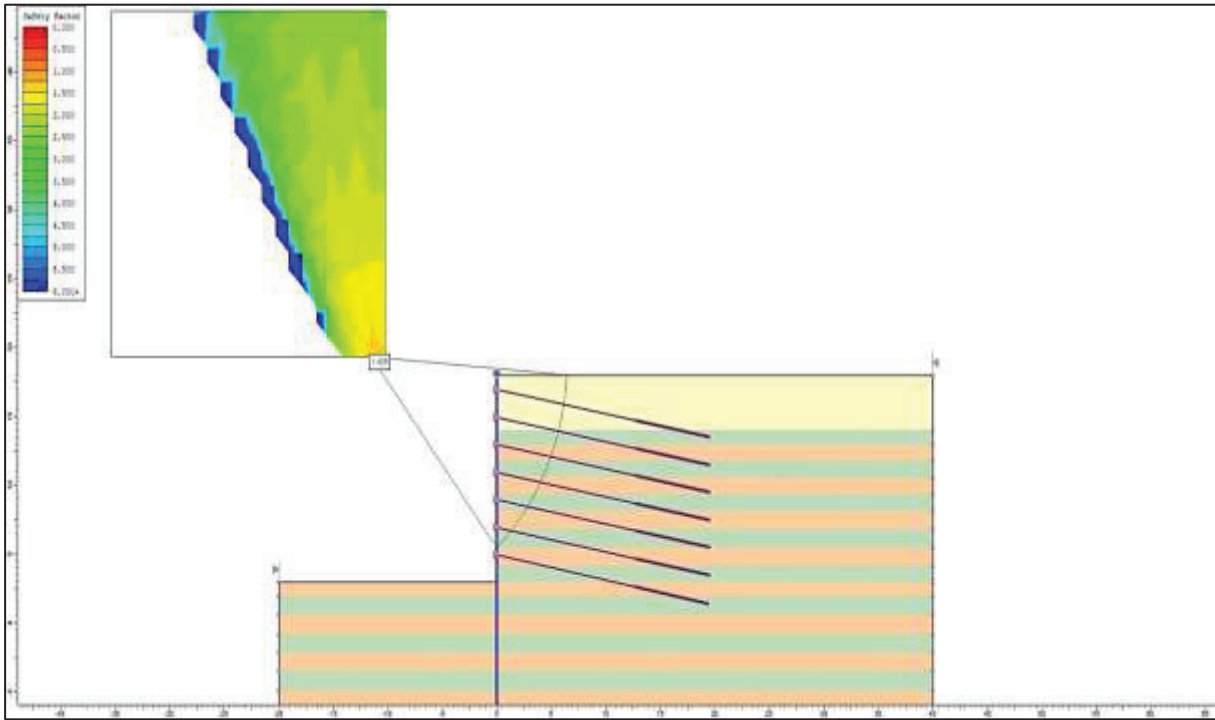


Figure IX.9 : Obtention de coefficient de sécurité par slide avec soutènement.

Le facteur de sécurité obtenu est $1.428 > 1.2$, donc la stabilité est vérifiée.

En fin, après l'exécution, on peut tirer la valeur du moment de flexion maximal sur pieu :

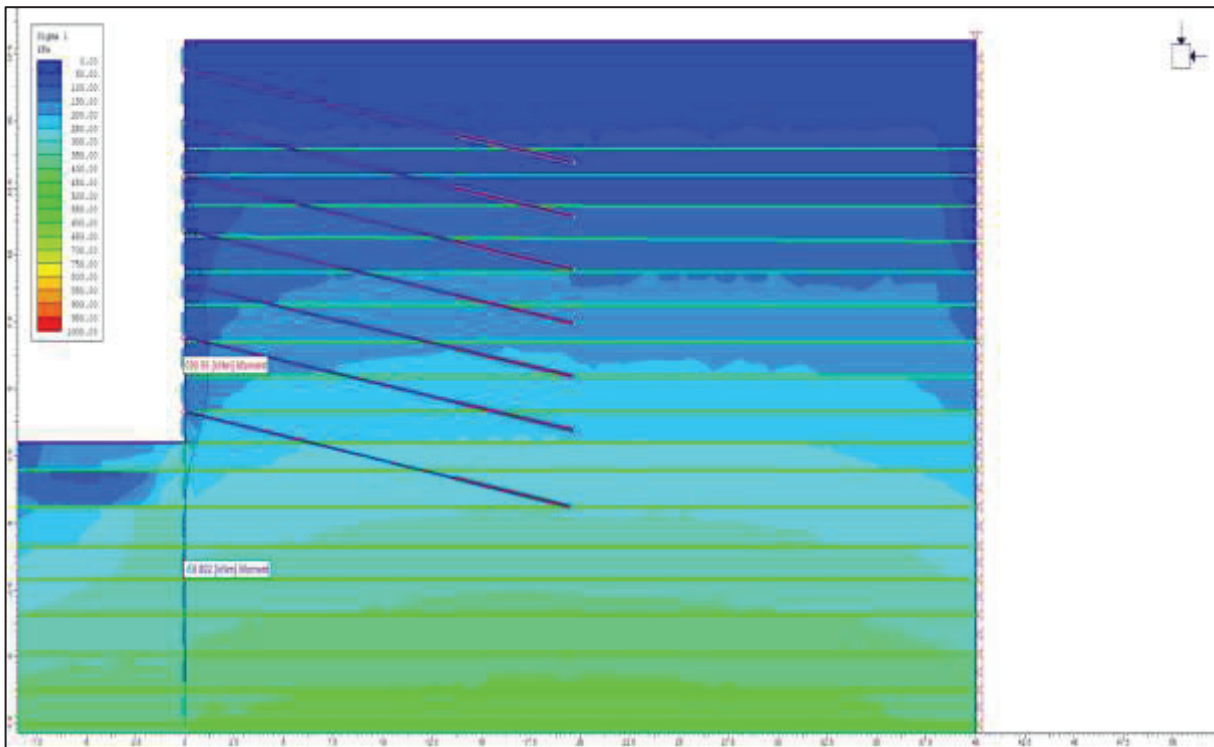


Figure IX.10 : Moment fléchissant sur pieu.

De la même façon on peut tirer les efforts tranchants sur pieu:

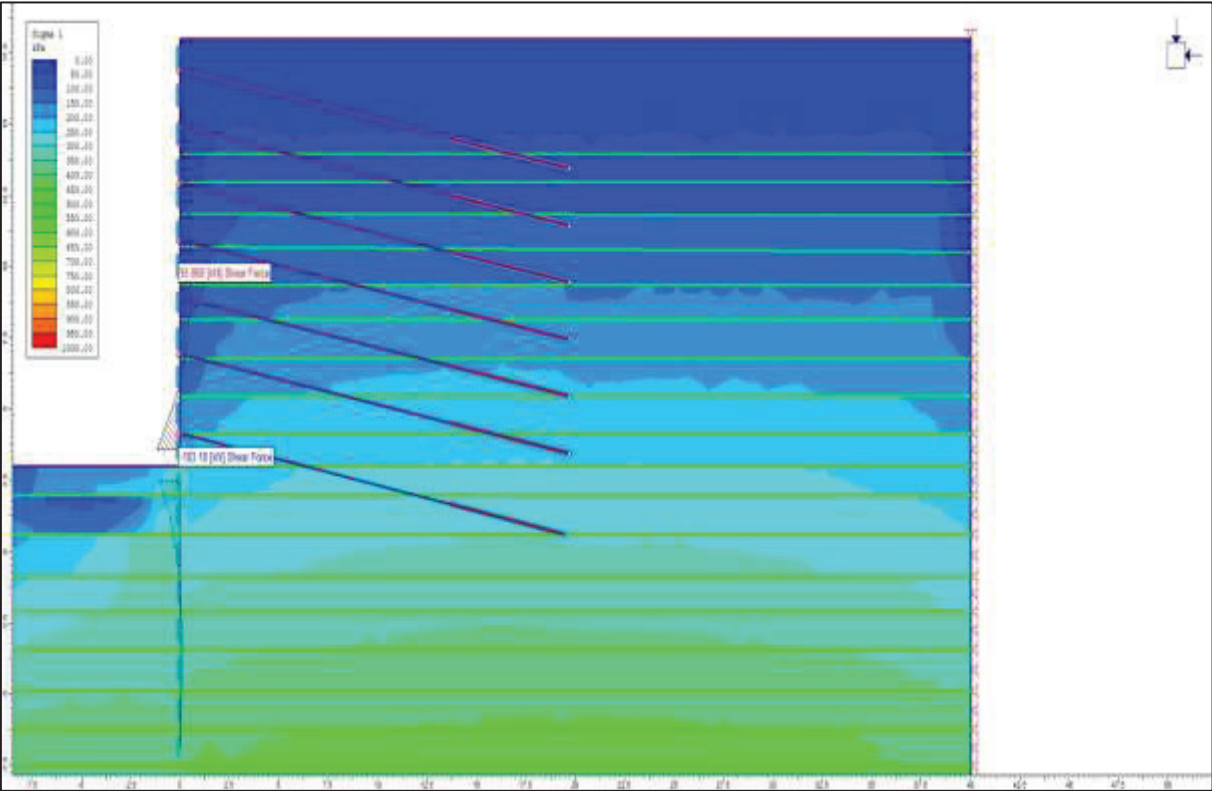


Figure IX.11 : Effort tranchant sur pieu.

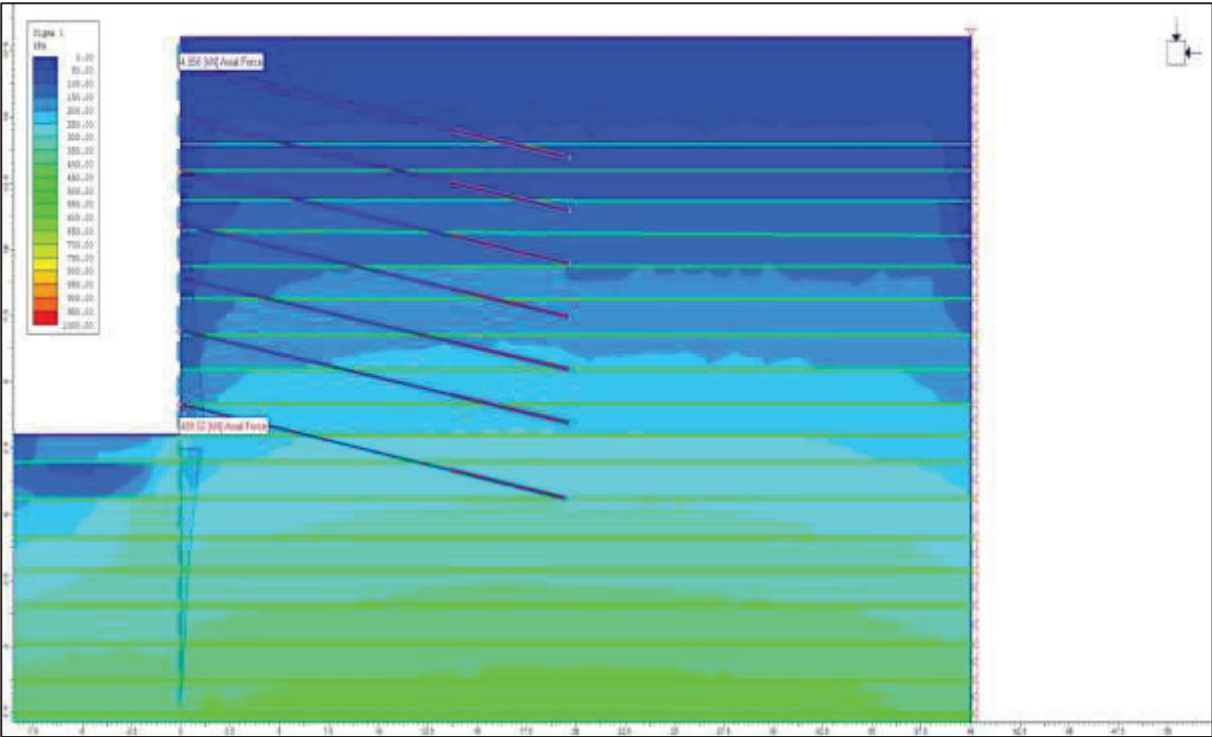


Figure IX.12 : Effort normal sur pieu.

Voici la figure montre les efforts normaux des tirants

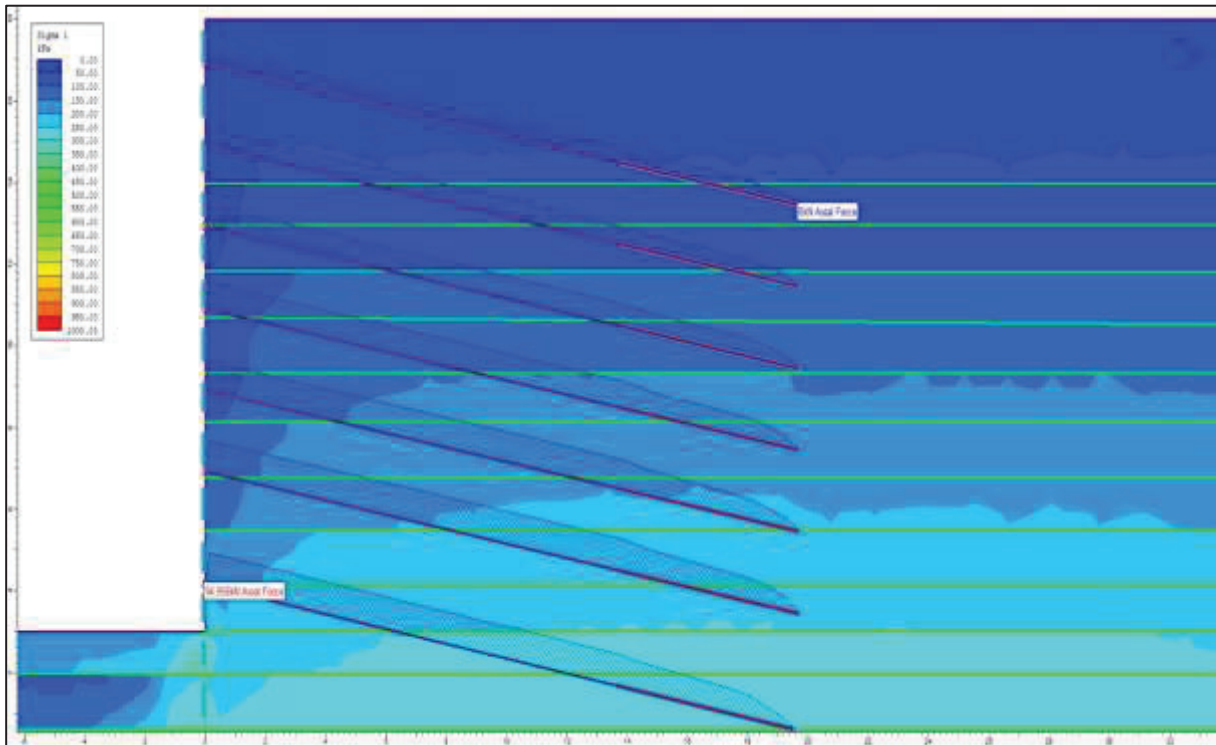


Figure IX.13 : Effort normal sur tirant.

IX.8 FERRAILLAGE DES PIEUX :

Le ferrailage des pieux a été fait à l'aide de l'abaque d'interaction des sections circulaire montré dans la figure (IX.14).

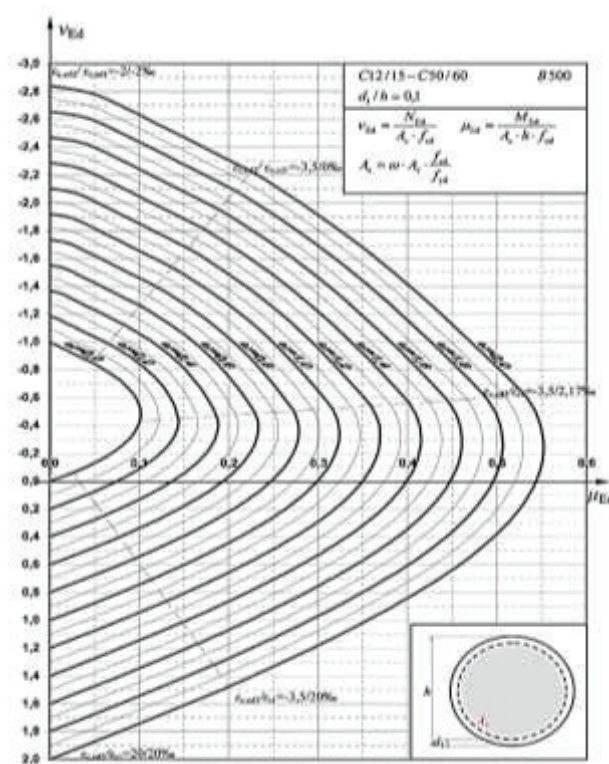


Figure IX.14 : Abaque d'interaction pour une section circulaire.

Données :

h : Diamètre de pieux, h = 80 cm

d1 : Enrobage d1= 8 cm

f_{bu} : Contrainte limites à l'ELU ; $f_{bu} = \frac{0.85f_c28}{\gamma_b} = 19.83 \text{ MPa}$

f_{su} : Contrainte limites ; $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$

A_c : surface de pieux ; $A_c = \frac{h^2 \times \pi}{4} = 5026.54 \text{ cm}^2$

N_{ed} = - 409,52 KN

M_{ed} = 590,95 KN

$V_{ed} = \frac{N_{ed}}{A_s \times f_{bu}} = 0,041$

$\mu_{ed} = \frac{M_{ed}}{A_s \times h \times f_{bu}} = 0,07$

Selon l'abaque W= 0,2

$$A_s = 45,85 \text{ cm}^2$$



CONCLUSION

CONCLUSION

En résumé, grâce à notre projet de fin d'études, nous avons pu explorer différentes approches et comprendre leur importance dans une étude.

Notamment le prédimensionnement et le calcul du ferrailage à l'aide de la RPA99 version2003 et BAEL91/99 pour les éléments structuraux (les poutres, les poteaux, les voiles) et secondaires (les dalles, les escaliers, les balcons, dalle machines ect..) qui nous a permis d'apporter des solutions innovantes et efficaces pour concevoir des structures solides, résistantes et durables. Grâce à l'utilisation de ces derniers, nous avons pu mettre en œuvre des méthodes de calcul avancées pour déterminer les dimensions et les caractéristiques du ferrailage. En utilisant RPA99 version2003 et BAEL91/99, nous avons pu prendre en compte les charges appliquées, les propriétés des matériaux et les normes de construction en vigueur pour garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité des éléments structuraux et secondaires du bâtiment.

Ainsi que la conception et d'analyse sismique d'un bâtiment en utilisant plusieurs variantes a permis d'approfondir notre compréhension des défis et des solutions liés à la résistance sismique des structures. En explorant différentes variantes de conception, nous avons pu évaluer leur performance et leur efficacité face aux charges sismiques.

L'étude a débuté par une analyse approfondie des critères de conception sismique et des codes de construction en vigueur, afin de garantir que notre bâtiment serait conforme aux normes de sécurité. Cette approche comparative nous a permis d'identifier les variantes les plus efficaces et les plus résistantes aux séismes.

Les résultats obtenus ont confirmé l'importance de considérer la conception sismique dès les premières étapes de la conception d'un bâtiment. En intégrant des solutions de conception sismique adaptées, telles que l'utilisation de contreventements, nous avons pu améliorer considérablement la performance sismique du bâtiment étudié.

Ce projet a également souligné l'importance de la collaboration multidisciplinaire entre ingénieurs en structure, architectes et autres parties prenantes. Une telle approche collaborative garantit une conception optimale et une résistance sismique accrue, tout en prenant en compte les contraintes fonctionnelles et esthétiques.

Au cours de notre étude, nous avons également étudié l'infrastructure, nous avons examiné en détail la fondation radier générale, qui joue un rôle crucial dans la répartition des charges structurelles sur le sol. Nous avons étudié les différents types de radier, leurs caractéristiques et leurs avantages, en mettant l'accent sur l'importance de la conception adéquate. Ensuite, nous nous sommes concentrés sur le mur périphérique, qui contribue à la résistance globale de la structure. Cette étude nous a permis de reconnaître l'importance cruciale d'une infrastructure solide et bien conçue pour assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité d'un bâtiment. Les fondations radier générale et les murs périphériques jouent un rôle essentiel dans la résistance structurelle et la protection contre les contraintes environnementales.

Aussi l'analyse statique non linéaire par la méthode Pushover qui a fourni des résultats précieux pour évaluer la résistance et la performance sismique d'une structure donnée. Grâce


à cette approche analytique avancée, nous pouvons mieux comprendre le comportement des structures sous des charges sismiques et travailler vers une construction plus résiliente et sécurisée.

En fin d'étude sur les excavations avec un système de blindage utilisant des parois en pieux a permis de mettre en évidence l'importance et l'efficacité de cette technique dans la construction et la protection des tranchées et des fouilles.

En dernier ce projet a été une occasion de mettre en pratique nos connaissances théoriques et techniques acquises au cours de notre formation.

Nous avons relevé des défis passionnants et surmonté des obstacles, consolidant ainsi nos compétences en génie civil et en conception de structures. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude de notre projet, nous ont amené à consulter plusieurs documents, à étudier d'autres méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire, et à travailler en collaboration avec d'autres personnes (architecte, techniciens en béton armé...) dans le domaine du génie civil, en réalisant ce projet, nous avons acquis une expérience précieuse dans la conception et l'étude de structures en béton armé. Nous avons également pu mettre en pratique les normes parasismiques et les réglementations en vigueur.

Ce projet constitue une étape importante dans notre parcours académique et nous sommes fiers d'avoir pu mener à bien cette étude approfondie de la structure de la tour à multi-usages.

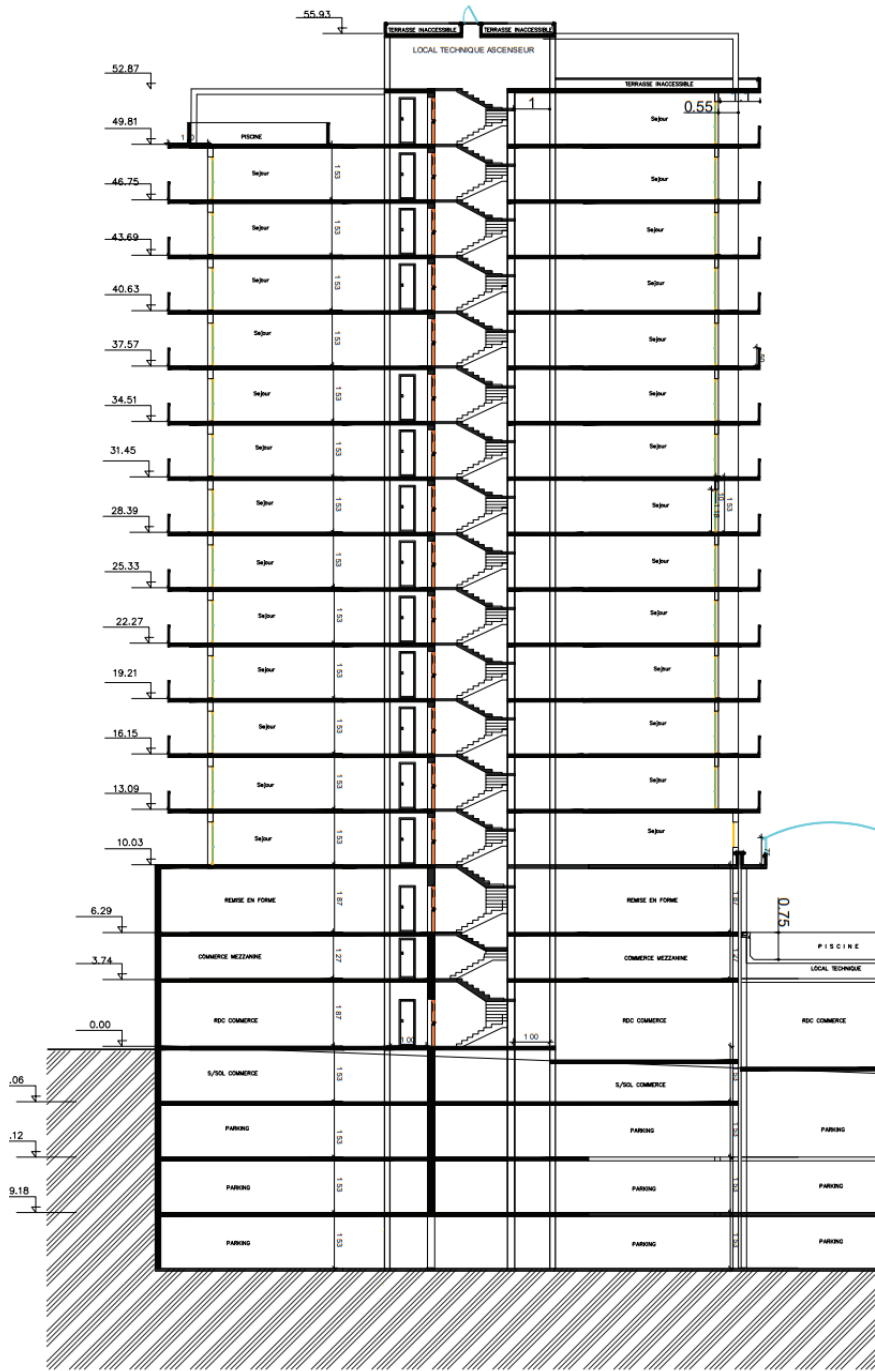


REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

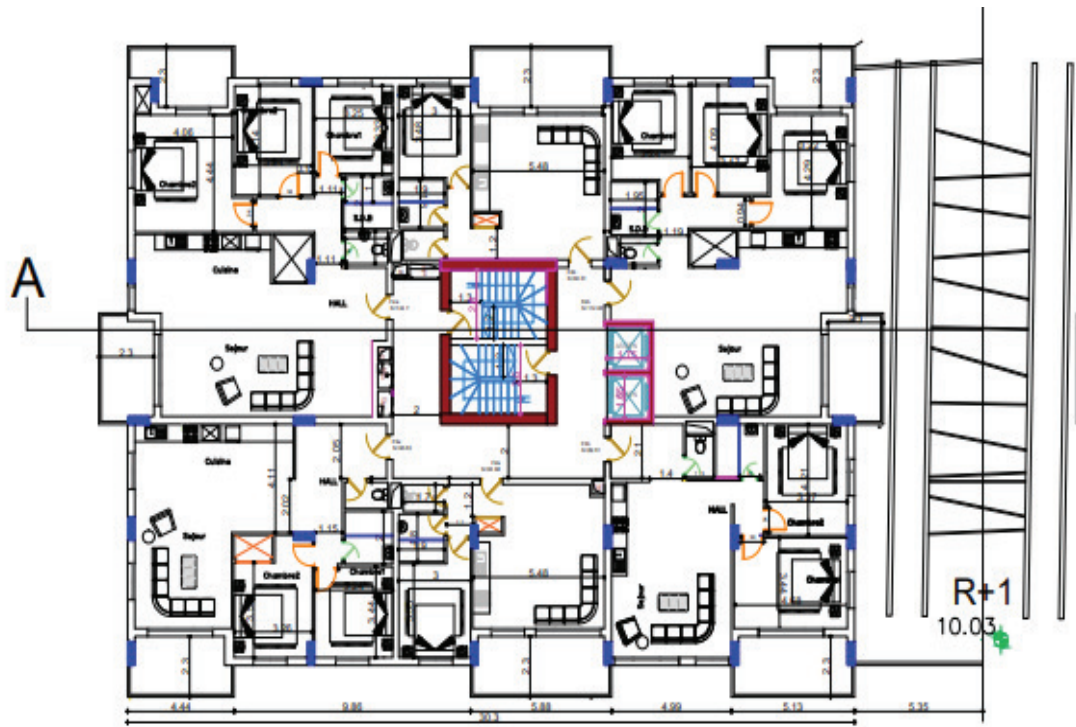
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Document technique règlementaire D.T.R.-B.C.-2.48 : règles parasismiques algériennes RPA 99/VERSION 2003.
- Document technique règlementaire DTR 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique règlementaire DTR 2 – 41 règles de conception de calcul des structures en béton arme.
- Traité de béton armé tome 4 : ossature d'immeubles et d'usines. Planchers, escaliers, encorbellements, ouvrages, divers du bâtiment.
- Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99 et DTU associé.
- Règlement Neige et Vent RNV 2013 DTR - C - 2 - 47.
- Calcul pratique des fondations et des soutènements.
- Cours béton armé ENSTP (Mr BELAOURA).
- Cours calcul d'ouvrage ENSTP.

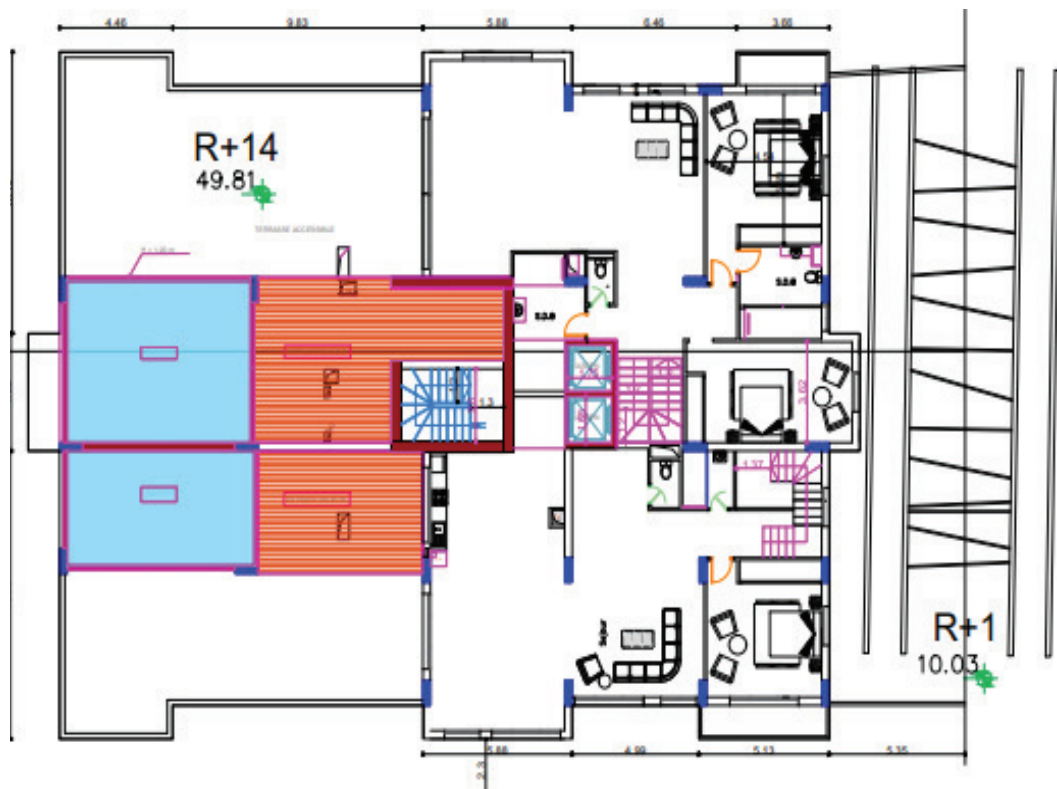


COUPE A-A 1/200

COUPE TRANSVERSALE DU BATIMENT.



PLAN ETAGE COURANT.



PLAN 15^{eme} ETAGE.

Détail de l'analyse granulométrique des granulats NF P 18-560 :

Pour tracer la courbe granulométrique, on prend trois différents diamètres de graviers et pour chaque diamètre, on prend les quantités suivantes :

Diamètre 3 - 8 (1600 g)

Diamètre 8 -15 (4000 g)

Diamètre 15 -25 (6002 g)

Diamètre 0 - 3 (1200 g)

Sable de dune (1200 g)

Analyse granulométrique du gravier 3/8

Masse (g)	Tamis	Poids refus partielle(g)	Poids refus cumulés(g)	Poids refus cumulés%	Tamisât%
	12,5	0	0	0	100
	10	0	0	0	100
	8	1,1	1,1	0,069	99,931
1600	6,3	189,6	190,7	11,916	88,081
	5	852,8	1043,5	65,219	34,781
	4	208,5	1252	78,250	21,750
	3,15	312,8	1564,8	97,800	2,2
	2,5	26,4	1591,2	99,450	0,550
	2	6,3	1597,5	99,844	0,156
	1,6	1,8	1599	99,956	0,044

Analyse granulométrique du gravier 8/15

Masse (g)	Tamis	Poids refus partielle(g)	Poids refus cumulés(g)	Poids refus cumulés%	Tamisât%
	20	0	0	0	100
	16	153,08	153,08	3,83	96,17
	12,5	1608	1761,08	44,03	55,97
4000	10	1143	2904,08	72,60	27,40
	8	830	3734,08	93,35	6,65
	6,3	233,71	3967,79	99,19	0,81
	5	26,54	3994,33	99,86	0,14
	4	1,72	3996,05	99,90	0,10

Analyse granulométrique du gravier 15/25

Masse (g)	Tamis	Poids refus partielle(g)	Poids refus cumulés(g)	Poids refus cumulés%	Tamisât%
	31,5	00	0	0	100
	25	957	957	15,94	84,05
	20	3097	4054	67,54	32,43
6002	16	1513	5567	92,75	7,22
	12,5	419	5986	99,73	0,23
	10	12,26	5998,26	99,94	0,03

Analyse granulométrique du sable concassé.

Masse (g)	Tamis	Poids refus partielle(g)	Poids refus cumulés(g)	Poids refus cumulés%	Tamisât%
	6,3	0	0	0	100
	5	2,1	2,1	0,175	99,825
	4	6,1	8,2	0,683	99,317
	3,15	11,8	20	1,667	98,333
	2,5	41,1	61,1	5,092	94,908
	2	273,4	334,5	27,875	72,125
1200	1,6	216,1	550,6	45,883	54,117
	1,25	263,7	814,3	67,858	32,142
	0,630	278,2	1092,5	91,042	8,958
	0,5	22,9	1115,4	92,950	7,050
	0,315	40,8	1156,2	96,350	3,650
	0,2	15,7	1171,9	97,658	2,342
	0,16	11	1182,9	98,575	1,425
	0,08	11	1193,9	99,492	0,508
	0,063	5,8	1199,7	99,975	0,0251

Analyse granulométrique du sable de dune

Masse (g)	Tamis	Poids refus partielle(g)	Poids refus cumulés(g)	Poids refus cumulés%	Tamisât%
	1,25	0	0	0	100
	0,630	227,7	227,7	18,975	81,025
	0,5	151,6	379,3	31,608	68,392
1200	0,315	238,8	618,1	51,508	48,492
	0,2	215,7	833,8	69,483	30,517
	0,16	119,3	953,1	79,425	20,575
	0,08	231,2	1184,3	98,692	1,308
	0,063	15,2	1199,5	99,958	0,042

Courbe granulométrique des granulométrique des granulats utilisés.

