

Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique



MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité :calcule et contrôle technique des constructions (CTC)

Réf. :

Présenté et soutenu par :

ZOBIR MAROUA

03/06/2025.

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation(R+9)

Contreventement par voile à Sétif + suivi de chantier

Jury:

Président : **Dr. ABDESLIM ISSAM.**

Encadreur : **Pr. MELLAS MEKKI.**

Examinateur : **Dr. KHECHAI ABDELHAK.**

Année universitaire : 2024_ 2025

الله
لله
لله
لله
لله
لله

Résumé

Ce projet porte sur l'étude d'un immeuble d'habitation composé de neuf étages et d'un rez-de-chaussée (R+9), construit en zone sismique dans la ville de Sétif. L'étude a été réalisée en utilisant la technologie du coffrage de tunnel, une méthode de construction moderne et rapide qui repose sur le coulage simultané des murs et des plafonds, améliorant ainsi la rapidité d'achèvement et la qualité d'exécution. L'analyse sismique du bâtiment a été certifiée selon le code RPA99, version 2024, afin de garantir que la conception est conforme aux exigences de sécurité sismique. Le logiciel ROBOT Structural Analysés a également été utilisé pour effectuer des analyses dynamiques et déterminer le renforcement et les dimensions optimaux des éléments structurels. L'étude vise à combiner les aspects théoriques et pratiques et à appliquer les dernières normes techniques pour garantir la qualité des réalisations.

Summary

This project examines a nine-story residential building with a ground floor (R+9), constructed in a seismic zone in the city of Sétif .

The study was implemented using tunnel formwork technology, a modern and rapid construction method that relies on simultaneously casting walls and ceilings, enhancing speed and quality of construction.

The building's seismic analysis was performed using the RPA99 code, version 2024, to ensure the design complies with seismic safety requirements. The ROBOT Structural Analysis program was also used to conduct dynamic analysis and determine the optimal reinforcement and dimensions of structural elements.

The study aims to combine theoretical and field aspects and apply the latest technical standards to ensure quality construction.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة مبني سكني مكون من تسع طوابق وطابق أرضي (R+9)، مشيد في منطقة زلزالية تابعة لمدينة سطيف. تم تنفيذ الدراسة باستخدام تقنية القوالب النفقية، وهي طريقة بناء حديثة وسريعة تعتمد على صب الجدران والأسقف في آن واحد، مما يعزز من سرعة الإنجاز وجودة التنفيذ. تم اعتماد التحليل الزلزالي للمبني باستخدام كود RPA99 النسخة 2024، لضمان مطابقة التصميم لمتطلبات السلامة الزلزالية. كما استُخدم برنامج ROBOT Structural Analysés لإجراء التحليل الديناميكي وتحديد التسلیح والأبعاد المثلث للعناصر الإنشائية. تهدف الدراسة إلى الجمع بين الجوانب النظرية والميدانية وتطبيق أحدث المعايير التقنية لضمان جودة الإنجاز.

اداع

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات، وبفضله
تحقق الأمانيات.

إلى من غرست في قلبي حب العلم ، ودفعتنـي إلى
طريق النجاح ، إلى من
سهرت وتعـبت لأجلـي
إلى: أمـي و أبـي
إلى أـساتذـي الـكـرام الـلـذـين لم يـبـخلـوا عـلـيـا
بـعـلـمـهـم و تـوـجـيهـاتـهـم
إلى إـخـوـتـي و أـصـدـقـائـي . . . سـنـدي فـكـل لـحـظـة
إلى كـلـ من عـلـمـنـي حـرـفـا و أـهـدـانـي كـلـمة
و اـبـتسـامـة
إلى من دـعـوا لـي بـصـدقـ ، دون أـن يـعـلـمـوا مـتـى ،
و أـيـن . . .

أهدي هذا العمل المتواضع راجية من الله أن يجعله خالصاً لوجهه الكريم وأن ينفع به

Remerciements

À Louange Dieu, par la grâce duquel les œuvres se réalisent, une louange à la hauteur de Sa majesté et de Sa grandeur.

Que la paix et les bénédictions soient sur le meilleur des hommes, le Prophète élu, envoyé comme miséricorde pour l'humanité.

Partant du principe que : « Celui qui ne remercie pas les gens ne remercie pas Dieu »,

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements et ma profonde gratitude à Monsieur le Professeur Mekki Mellas,
Pour le soutien qu'il m'a apporté, ses conseils précieux, ainsi que pour son encadrement bienveillant tout au long de ce travail.

Ses remarques éclairées ont largement contribué à la réussite de ce projet.

Je souhaite également adresser mes remerciements les plus chaleureux aux ingénieurs talentueux Khalef Bachir et Saïf Eddine Maamri,
Pour leur soutien constant et l'aide précieuse qu'ils m'ont apportée.

Je n'oublie pas d'exprimer toute ma gratitude envers mes chers parents, piliers inébranlables de mon parcours,
Mes chères sœurs, ainsi que tous les amis fidèles qui m'ont accompagné tout au long de ce chemin,

Et qui ont toujours été là pour moi avec leurs encouragements, leur aide et leur bienveillance.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à l'ensemble des enseignants et encadrants qui nous ont transmis leur savoir et partagé leur expérience,

Ainsi qu'à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions sincèrement nos

Table de matière

Introduction générale.....	2
1.Introduction :	3
2.Présentation du projet :	3
2.1. Les différents acteurs du projet	7
2.2. Contrôle de chantier :	7
2.3. Installation du chantier et des équipements	7
2.4. Qu'est-ce qu'un coffrage tunnel ?	8
2.5. Description Générale du Système.....	9
3. Le chantier est équipé par les moyens suivants :.....	9
3.1. Matériel :.....	9
3.2. Humains :.....	12
4.Preparation de la dalle support (radier ou plancher):	15
4.1. Les fondations.....	15
4.2. Erreurs courantes dans une fondation radier :	15
4.3. Ferraillage de l'assise de radier :	17
4.3.1. Ferraillage :	18
4.3.2. Implantation du coffrage	19
5. Demi-coquille :	19
6. Etapes d'exécutions :	23
7. Remarque :.....	29
8. Domaine d'application :	30
9. Avantage :	30
10. Inconvénients :	30
1. Plan architectural	31

1-Introduction :.....	35
2-Présentation de l’ouvrage :.....	35
4-Choix d’une structure :.....	35
5-Caractéristiques géométriques du bâtiment :	35
6-Caractéristiques du sol :	35
7-Les éléments de la construction :	35
8-Les charges :	36
9-Conception de la structure :	36
9.1. Planchers :	37
9.2. Contreventement :	38
9.3. Escaliers :	38
9.4. Ascenseur :	38
9.5. Maçonnerie :	38
9.6. Revêtement :	39
9.7. Fondations :.....	39
9.8. Type de coffrage utilisé :.....	39
10- Caractéristique mécanique des matériaux :	39
10.1. Le béton :	39
10.2. Méthode de calcul :	40
10.3. Définition des états limites :	40
10.4. Déformation et contrainte de calcul :.....	41
10.5. Diagramme parabole rectangle (B.A.E. L91) :	41
10.6. Diagramme rectangulaire (B.A.E. L91) :	42
10.7. Contrainte admissible de cisaillement :.....	43
10.8. Module de déformation longitudinal du béton :	43
10.8.1. Module de déformation instantanée :	43
10.8.2. Module de déformation différée :.....	43
10.8.3. Module de déformation transversale :	43
11.Les aciers :.....	43
11.1. Diagramme déformation contrainte de calcul :	44
11.2. Diagramme déformation- contrainte (B.A.E. L91modifié99.p78) :	44
11.3. Contrainte limite de traction des armatures :	44
11.4. Hypothèse de calcul :.....	45
11.5. Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83) :	45
11.5.1. Traction pure :	46
11.5.2 Traction excentrée :	46

11.5.3. Flexion (simple ou composée) :	46
11.5.4. Compression :.....	46
11.6. Hypothèse de calcul :.....	47
11.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :.....	47
1-Introduction :.....	50
2-Pré-dimensionnement des planchers :.....	50
2.1. Limitation de flèche :	51
2.2. Détermination de l'épaisseur du plancher :.....	51
2.3. Condition de résistance à l'incendie :	51
2.4. Condition d'isolation phonique :.....	51
Conclusion :	51
3-Pré-dimensionnement des voiles :.....	51
3.1. L'épaisseur des voiles porteurs et de contreventement :	52
3.2. Les règles BAEL91 ; la section Brute :.....	Error! Bookmark not defined.
3.3. CONCLUSION :	58
4.2 Plancher terrasse :	59
4.1.1. Surcharge d'exploitation :.....	60
I-L 'escalier	66
1-Introduction.....	66
2-Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :	67
2.1. Calcul de nombre des marches	68
2.2. Dimensionnement des marches et contre marches :.....	68
2.3. Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier :	69
2.4. Détermination du ferraillage :	71
1_Calcul des moments :	71
2_Calcul des armatures :	72
Armature de répartition :	72
Section minimum RPA 99 V 2003 :.....	73
3-Vérifications à l'ELS :	73
4-Vérification de la flèche :.....	73
II-L 'acrotère :	73
1-Introduction :	73
2-Poids propre de l'acrotère :	74
2.1. Poids propre de l'acrotère :	75
2.2. Calcul de l'excentricité :	75
2.3. Détermination de ferraillage :	75

1-Introduction :.....	77
2-Les conditions d'appuis lignes de rupture courre Règles BAEL 91 révisées 99 :.....	77
3- Calcul de l'enrobage :	77
6 -Calcul des sollicitations :	78
a-Combinaisons fondamentales :	78
✓ Planchers terrasse (inaccessible) :	78
✓ Planchers étage courant :	79
5. Application numérique :	79
Panneau 1-2 :.....	79
6. Determination des armatures:	83
6.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :	83
a. Calcul des armatures minimales (condition de non-fragilité, CBA91/A4 .2.1) :	83
b. Conclusion :	83
c. Espacement maximal des armatures :	83
d. Choix des Armatures :	83
f. Calcul des armatures minimales (condition de non-fragilité, CBA91/A4 .2.1) :.....	84
g. Conclusion :	84
h. Espacement maximal des armatures :	84
i. Choix des Armatures :	84
7. Etat limite de service (ELS) :.....	84
7.1. Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé ob :	85
7.2. Conclusion :	85
1-Introduction :.....	89
1.2- Etude sismique :.....	89
1.3. Modélisation de la structure analysée	89
1.4- Description de la modélisation :	90
1.4- Modélisation des éléments structuraux :.....	90
1.6- Caractéristiques de la structure et de l'analyse modale :	90
Condition d'application :	91
La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :.....	92
Principe : 92	
Interprétation :	95
Vérification ART 4.3.3 RPA 2024 :	97
Vérification ART 4.3.5 RPA 2024 :	97
Méthode statique équivalente :.....	97
Estimation de la période fondamentale de la structure	98

2. La formule empirique utiliser selon Les cas est la suivante :.....	98
• Version simplifiée de la formule de Rayleigh :.....	99
Application de La méthode :	99
ETUDE DES ELEMENTS DE CONTERVENTEMENT	23
Conclusion générale	164

Liste des figures

Figure 1 : Le plan de situation et plan de mass.....	4
Figure 2 : Le plan de situation.....	5
Figure 3 : Panneau de chantier.....	6
Figure 4 : Plan d'installation de chantier.....	7
Figure 5 : Système coffrage tunnel.....	8
Figure 6 : les axe de la structure et Les chaise.....	15
Figure 7 : Ferraillage de la semelle.....	18
Figure 8 : coulage de la semelle.....	19
Figure 9 : une demi-coquille sur chantier.....	21
Figure 10 : image 3D du vérin a vice et de la roue.....	21
Figure 11 : assemblage des deux demi coquilles sur chantier.....	22
Figure 12 : assemblage des deux demi coquilles sur chantier.....	23
Figure 13 : La mise en œuvre des fondations.....	23
Figure 14 : Le coulage des talonnettes.....	24
Figure 15 : La mise en place des demi-coquilles.....	25
Figure 16 : Positionnement de la deuxième demi-coquille.....	26
Figure 17 : Solidarisé les deux demi coquilles.....	26
Figure 18: Mise en place de la 3ème demi coquille.....	27
Figure 19 : Mise en place des banches pignon et Mise en place du ferraillage des dalles.....	28
Figure 20 : Décoffrage les demi-coquilles.....	28
Figure 21 : technique coffrage tunnel sur chantier.....	29
Figure 22 : structure est constituée de voiles porteurs en béton armé.....	37
Figure 23 : Dalle pleine.....	38
Figure 24 : Brique utilisée.....	38
Figure 25 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	42
Figure 26 : Diagramme déformation- contrainte.....	44
Figure 27 : schéma du panneau de dalle.....	50
Figure 28 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.....	52
Figure 29 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.....	53
Figure 30 : Prise en compte des voix les de retour.....	54
Figure 31 : Différent type des voiles.....	54
Figure 32 : schéma d'un escalier.....	66
Figure 33: Vue en plan des escaliers.....	67
Figure 34: Schéma statique de l'escalier.....	67
Figure 35 : la charge équivalente.....	71
Figure 36 : schéma de ferraillage de la première volée (RDC).....	73
Figure 37 : SCHEMA DE LACROTERE.....	74
Figure 38: Section à considère dans les calculs.....	76
Figure 39 : Coupe de ferraillage de l'acrotère.....	77
Figure 40 : les panneaux.....	76
Figure 41 : Enrobage.....	78

Liste des tableaux

Table 1 : Coefficient d'application.....	42
Table 2 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	70
Table 3: Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.	70
Table 4 : schéma statique de l'escalier.....	71

Liste des notations

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

L : Longueur ou portée.

Ip : Indice de plasticité.

Ic : Indice de consistance.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Evj : Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

AS : Aire d'une section d'acier tendue

ASC : Aire d'une section d'acier comprimée

At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

Ar : Armatures de répartition

Eij : Module de Young instantané à « j » jours

E : Charges sismiques

fe : Limite d'élasticité de l'acier

fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours

ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j »

fbu : Contrainte ultime du béton en compression

G : Charges permanentes

h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I : Moment d'inertie d'une section

i : Rayon de giration d'une section

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle

Lf : Longueur de flambement

Mser : Moment fléchissant de calcul de service

Mu : Moment fléchissant de calcul ultime

MR : Moment renversant

MS : Moment stabilisant

Nser : Effort normal de calcul de service

Nu : Effort normal de calcul ultime ;

St : Espacement des armatures transversales

T1 et T2 : Périodes caractéristiques

Vu : Effort tranchant à l'état limite ultime

W : Poids total de la structure

a : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général.

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux λ :
Elancement mécanique d'une pièce comprimée.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction
d'amortissement

v : Coefficient de poisson

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton

ζ : Contrainte normale

ζ_{bc} : Contrainte admissible du béton comprimé

ζ_s : Contrainte admissible dans les aciers

ζ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

ζ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés

η : Contrainte tangente admissible

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

HA : haute adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire algérien

DDL : Degré de liberté

SET : Section entièrement tendue

SPT : Section partiellement tendue

N: Nervure

BN: poutre noyée

Introduction générale

Introduction générale

L'étude de tout projet de bâtiment à structure en béton armé vise à garantir la stabilité et la résistance des bâtiments afin de garantir leur sécurité. Dans les pays industrialisés, la construction verticale est privilégiée pour des raisons économiques d'espace. Cependant, ce choix présente des risques liés aux dégâts causés par les séismes et le vent. Il est donc essentiel de respecter les normes parasismiques afin de rigidifier correctement la structure.

Les études des bâtiments en béton armé rencontrent souvent des difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques algériens définissent des modèles et des approches spécifiques pour chaque type de bâtiment. Les enquêtes post-sismiques après le séisme de Boumerdes en 2003 ont montré l'efficacité des contreventements par voiles en béton armé. En effet, les structures contreventées par des voiles ou structures mixtes se sont bien comportées dans les zones touchées.

Les dégâts observés ont souvent concerné les structures en portique auto-stable, causés par des erreurs de conception, un sous-dimensionnement des poteaux, ou un manque d'armatures transversales dans les zones critiques. Ces raisons ont conduit à limiter la hauteur de ces systèmes dans la nouvelle version des RPA 2024. Aujourd'hui, après le séisme du 21 mai 2003, la majorité des concepteurs utilisent les voiles comme éléments de contreventement, même pour des maisons individuelles. Cependant, il n'existe pas de définition claire de leur utilisation, et de nombreuses questions demeurent sur leur efficacité et la conformité des vérifications de résistance.

Cette étude se concentre sur un projet de bâtiment utilisant un système de tables et banches en béton armé. Le travail est structuré comme suit :

PARTIE I : Contrôle de chantier PARTIE II : Etude d'un bâtiment

- 1- Présentation du projet et des caractéristiques des matériaux.
- 2- Prédimensionnement des éléments et évaluation des descentes de charges.
- 3- Étude des éléments non structuraux.
- 4- Étude des planchers.
- 5- Calculs sismiques.
- 6- Étude des éléments de contreventement.
- 7- Calcul des fondations.
- 8- Enfin, le travail se conclura par une conclusion générale.

PARTIE I

Contrôle de chantier

1.Introduction :

Ce travail consiste à étudier une réalisation des 300 logements publics locatifs y/c locaux Biskra de contreventement par voile -wilaya de Biskra-. Cette étude et s'insère dans le cadre de mon projet de fin d'études.



2.Présentation du projet :

Il s'agit de la réalisation d'une réalisation des 300 logements publics locatifs y/c locaux constitué d'un RDC et deux (02) étages, le projet est situé dans la région ouest de Biskra.

Ce projet a été choisi en raison de sa localisation et parce qu'il avait déjà été visité. Le délai du projet dépasse la durée de notre intervention sur site (19 mois).

Le plan de situation et plan de mass :

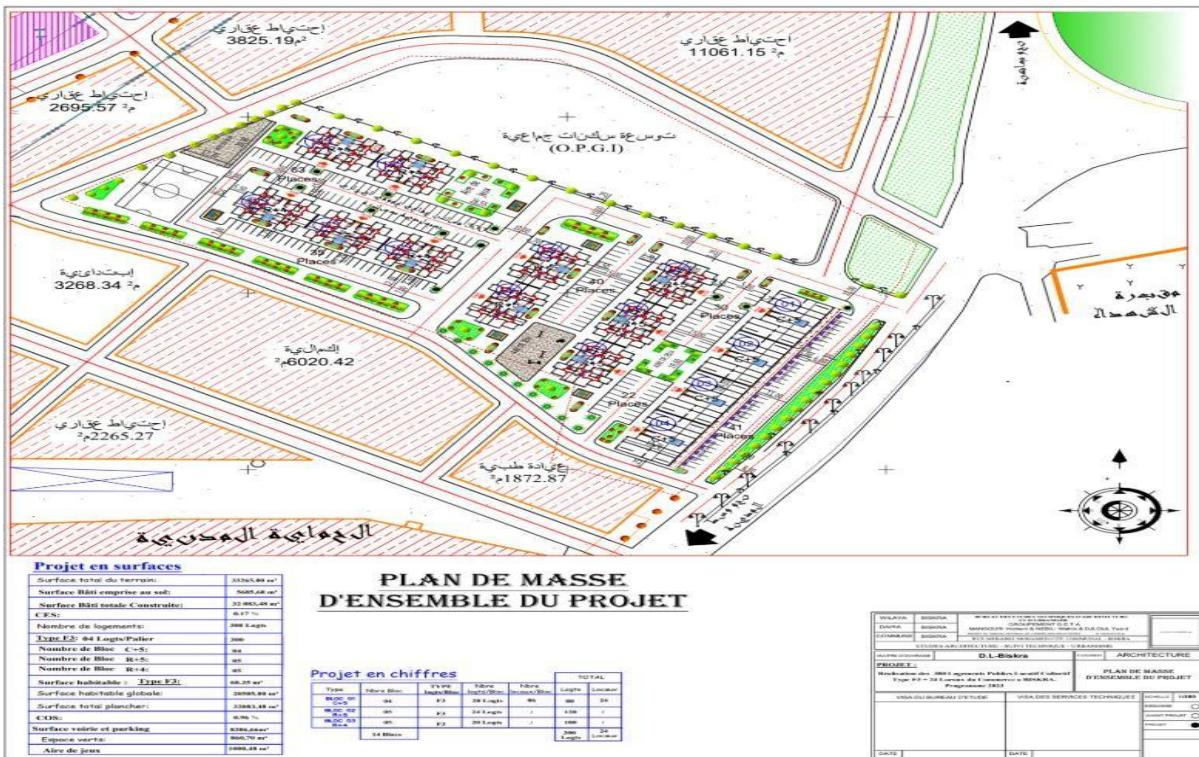


Figure 1 : Le plan de situation et plan de mass.

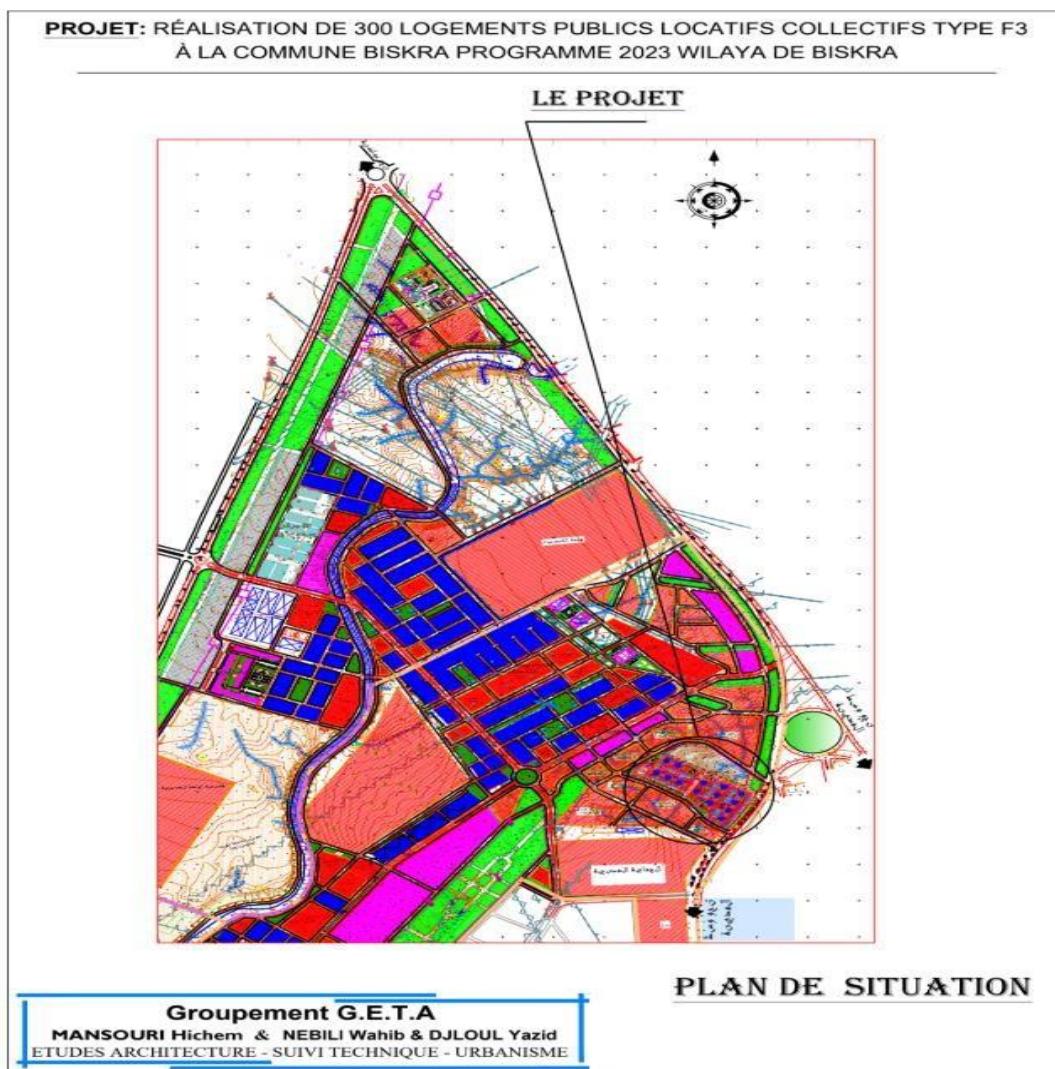


Figure 2 : Le plan de situation

Panneau décrivant l'intitulé du projet.ee**Figure 3 : Panneau de chantier.**

2.1. Les différents acteurs du projet

- Maitre d'ouvrage : direction du logement de la wilaya de Biskra.
- Maitre d'œuvre : groupement Geta.
- Entreprise de réalisation : SNC bezzala elhachemi.

2.2. Contrôle de chantier :

Dans cette phase, on a pu suivre les travaux déjà réalisés ainsi que les travaux en cours pour voir les différentes étapes du travail.

2.3. Installation du chantier et des équipements.

Cette étape est la plus importante des premières étapes du travail. Pour assurer une bonne organisation de chantier et le bon fonctionnement des ouvrages. Accomplir des sites de stockage et les emplacements des équipements et les engins de chantier et la mise en place des travailleurs et des réseaux de distribution au chantier.

Plan d'installation de chantier.

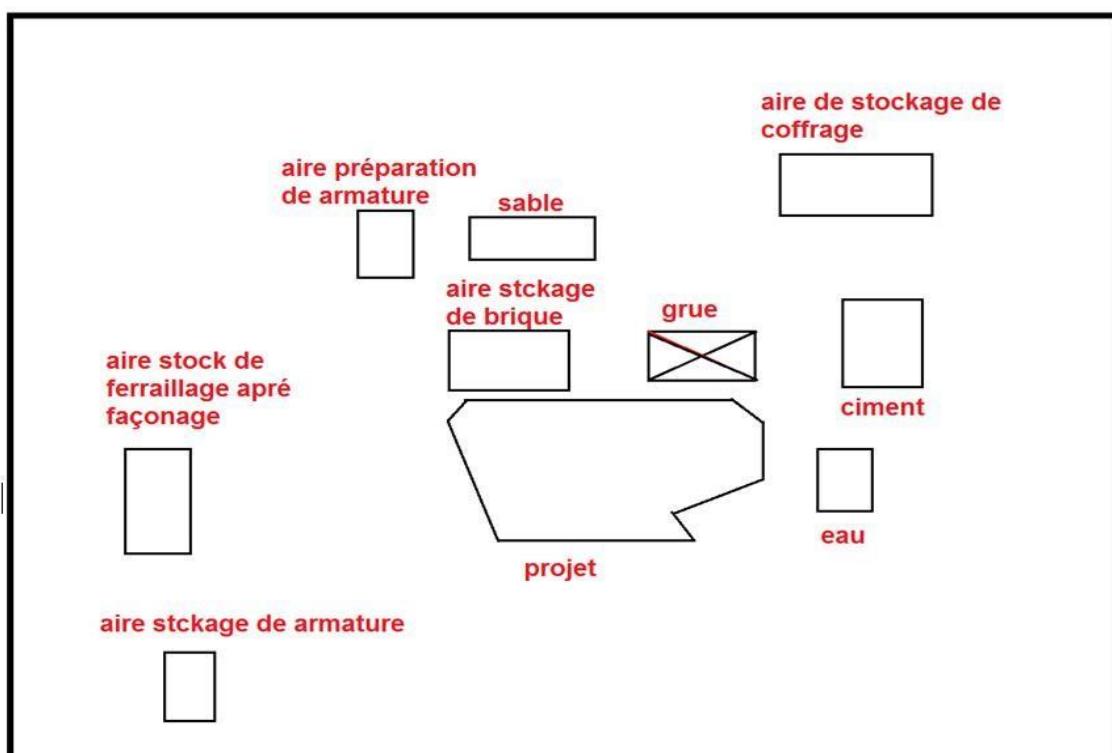


Figure 4 : Plan d'installation de chantier.

Stockage des matériaux dans un endroit inapproprié.
Le personnel (bureau et atelier de façonnage de ferraillage).
Les engins (aires des emplacements).
Les matériaux, (aires de stockage).
Les installations et les équipements.

2.4. Qu'est-ce qu'un coffrage tunnel ?



Figure 5 : Système coffrage tunnel

C'est un système de coffrage métallique permettant de coffrer simultanément les murs porteurs et la dalle d'un logement en une seule opération de bétonnage.
Il est utilisé surtout dans les projets de logements collectifs à grande échelle.

2.5. Description Générale du Système

Le système de coffrage tunnel permet le coulage simultané des murs et des dalles en béton armé, dans un objectif de rapidité, de répétitivité et d'amélioration de la qualité de finition.

3. Le chantier est équipé par les moyens suivants :

3.1. Matériel :

Engin de levage



Engin d'excavation (pelle)



L'engin de levage (grue) :

Pour la manutention d'un point à un autre du chantier, des matériaux, produits œuvrés, matériels et outillages spéciaux de mise en œuvre...

L'engin d'excavation (pelle mécanique) :



Camion De transport



Camion-citerne

Pour excaver les fouilles et de réaliser le remblai et terrassement au chantier.

Les camions du transport :

Le chantier est équipé de deux camions pour le transport du matériel pour le chantier.

Le camion-citerne :

Pour alimenter le chantier de l'eau pour la confection du béton ainsi que les besoins du chantier en eau.



Centrale à béton



Camion toupie

Les engins d'évacuation, de distribution de béton vers les endroits de coulage ; camions toupies. Utilisé en grue pour le transport du béton.

Vibreur à béton :

Le vibreur à béton est un outil essentiel utilisé pour vibrer le béton fraîchement coulé afin d'assurer sa bonne compacité et éliminer les bulles d'air.



Vibration insuffisante : Béton poreux, faible résistance
Vibration excessive : Ségrégation (granulats + laitance)

3.2.Humains :

Chef de chantier, maçons, coffreur, ferrailleurs.

Les installations du poste :**Poste de ferraillage****Post de coffrage****Poste de ferraillage :**

Aire de stockage des aciers non façonné ou assemblés
Aire de stockage des armateurs z nattent de miss en place
Matériels de coupe et de façonnage des aciers cisaille

Post de coffrage

C'est un coffrage tunnel.

Les matériaux de construction



Le Ciment : le stockage de ciment dans le chantier.

Le dosage en ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage, peu sollicités, le dosage est de 150 kg/m^3 . Pour éléments constituant la structure des bâtiments, en béton armé, le béton contient généralement 350 kg/m^3 de ciment. Pour les mortiers, la teneur atteint en moyenne 450 kg/m^3 .

Le stockage : Le stock de ciment soit en vrac dans un silo de stockage ou emballé dans des sacs.

Les granulats utilisés sont des graviers de carrières, blocs de roche concassés et broyés. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres. Par exemple, un gravier 7/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 7 et 15 mm. Pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 7/15 et 15/25.

Pour des travaux massifs, les graviers sont plus gros, allant jusqu'à 150 mm de diamètre et les utilisent comme du béton cyclopéen.

Le stockage : Le gravier utilisé est celui provenant de la carrière de FOUGHALA dont la dureté à l'essai de los Angeles ce gravier a une dureté moyenne.



Les granulats : Le stockage de granulat dans le chantier.

Chantier : L'eau peut être contrôlée visuellement pour l'utiliser pour le béton de manière à être exempt d'impuretés et des sels nocifs.

Laboratoire : à travers une analyse de l'eau au laboratoire et sur la détection de substances nocives telle que le sulfate qui conduit à un gonflement du béton et chlore, conduit à l'oxydation du fer et d'autres composants et de sels nocifs.

Eau de gâchage



4. Préparation de la dalle support (radier ou plancher):

4.1. Les fondations

Après excavation des fonds des fouilles, on doit mettre les chaises. C'est une opération importante qui consiste à maintenir les axes fondamentaux de la construction.



Figure 6 : les axe de la structure et Les chaise.

4.2. Erreurs courantes dans une fondation radier :

A ce stade :

1. Test sur le terrain : nous avons constaté que le sol s'enfonce facilement sous les pieds lors de la marche.
2. Test de la plaque : pour mesurer l'affaissement.



3. Test de résistance à la pénétration manuelle : pour tester la dureté du sol



4. Un essai (California bearingratio) : Il est utilisé pour déterminer la capacité portante du sol. Si $\%CBR < 5 \leftarrow$ Sol très mou et fragile.



4.3.Ferraillage de l'assise de radier :

Après avoir terminé le coulage du gros béton, on place le ferraillage des radier et en respectant les recommandations et les plans de génie civil.



Figure 7 : Ferraillage de la semelle.

4.3.1. Ferraillage :

- Poser le **treillis inférieur** (nappe inférieure d'armature).
- Mettre des **cales d'enrobage** (minimum 5 cm).
- Installer les armatures verticales (attentes pour poteaux ou murs).
- Placer la **nappe supérieure** (surtout dans les zones très chargées).

Coulage du gros béton :

On l'utilise pour protéger les et isoler le béton des semelles du sol du fond de fouilles

Coulage du gros béton :

On l'utilise pour protéger les et isoler le béton des semelles du sol du fond de fouilles.



Figure 8 : coulage de la semelle.

Le béton utilisé est dosé à 370 kg/m³ de ciment C.R.S pour tous les éléments en contact direct avec le sol (semelles, amorces poteaux et longrines plus voiles périphériques).

4.3.2. Implantation du coffrage

Marquage des positions des murs et cloisons sur la dalle. Utilisation de niveau laser ou cordeau traceur.

5. Demi-coquille :

Elément de coffrage est un dièdre droit dont le plan vertical est constitué par un panneau de la hauteur de l'étage et le plan horizontal par un panneau représentant en générale le demi porté de la dalle de plancher. On peut également avoir un troisième panneau vertical latéral comme c'est indiqué sur la figure (Fig I.4), quand il s'agit de couler une chambre entourée de trois voiles.

Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm rédies par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm.

Le contreventement des deux panneaux est assuré par (A) deux ou quatre contres fiches (étais tire- pousse) de longueur réglable par des vérins à vice et une buté réglable elles aussi, permettent

D'obtenir sans erreur un dièdre parfaitement droit ou légèrement ouvert si on veut donner une contre flèche.

(B) Une béquille à vérin réglable sert d'appuis et permet d'amener les demis-coquilles à niveau.



Figure 9 : une demi-coquille sur chantier.

A la base du panneau verticale deux vérins à vice (C) permettent le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues (D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure (Fig. 18)

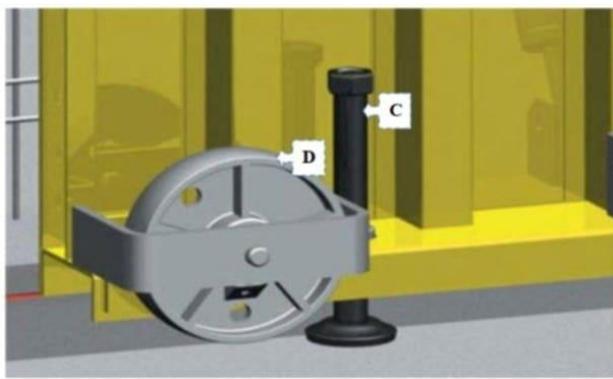


Figure 10 : image 3D du vérin à vice et de la roue.

A chaque extrémité latérale des panneaux, des profilés permettent l'affleurement des éléments consécutives, l'assemblage s'effectue à l'aide de levier à ressort (E) comme le montre la **fig. 19**. L'extrémité du panneau horizontal porte des verrous à clef, assurant l'assemblage des deux demi-coquilles face à face.



Figure 11 : assemblage des deux demi-coquilles sur chantier.



Figure 12 : assemblage des deux demi-coquilles sur chantier.

Un élément de coffrage constitué d'un **dièdre droit** dont :

6. Etapes d'exécutions :

Afin de mieux comprendre les procédés du coffrage tunnel, nous proposons d'en faire l'analyse étape par étape :

1ère étape :

La mise en œuvre des fondations étant finie, l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi-coquille sur un même niveau

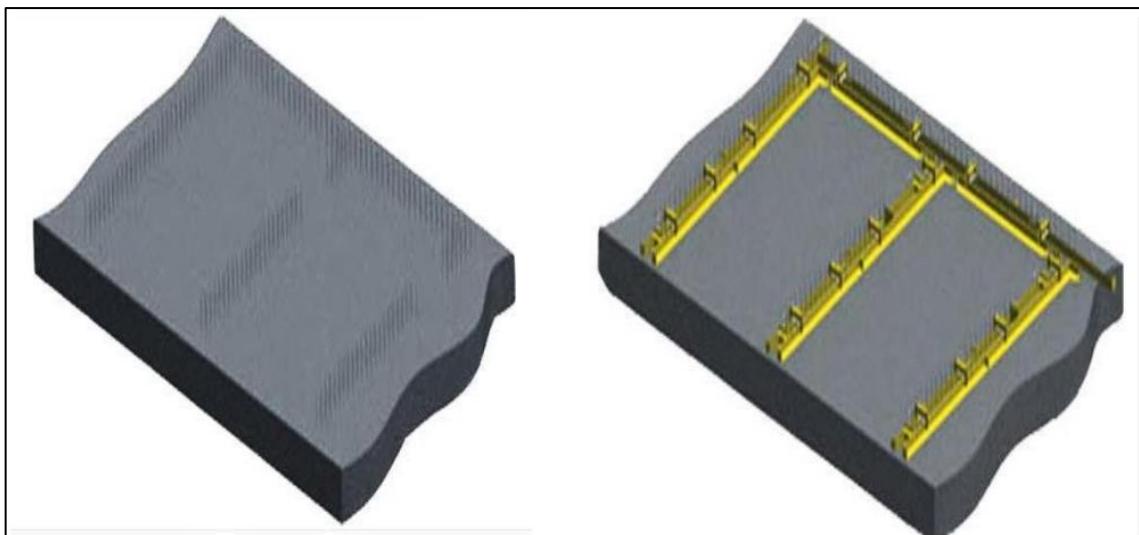


Figure 13 : La mise en œuvre des fondations.

2ème étape :

Le coulage des talonnettes achevé, commence le ferraillage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).

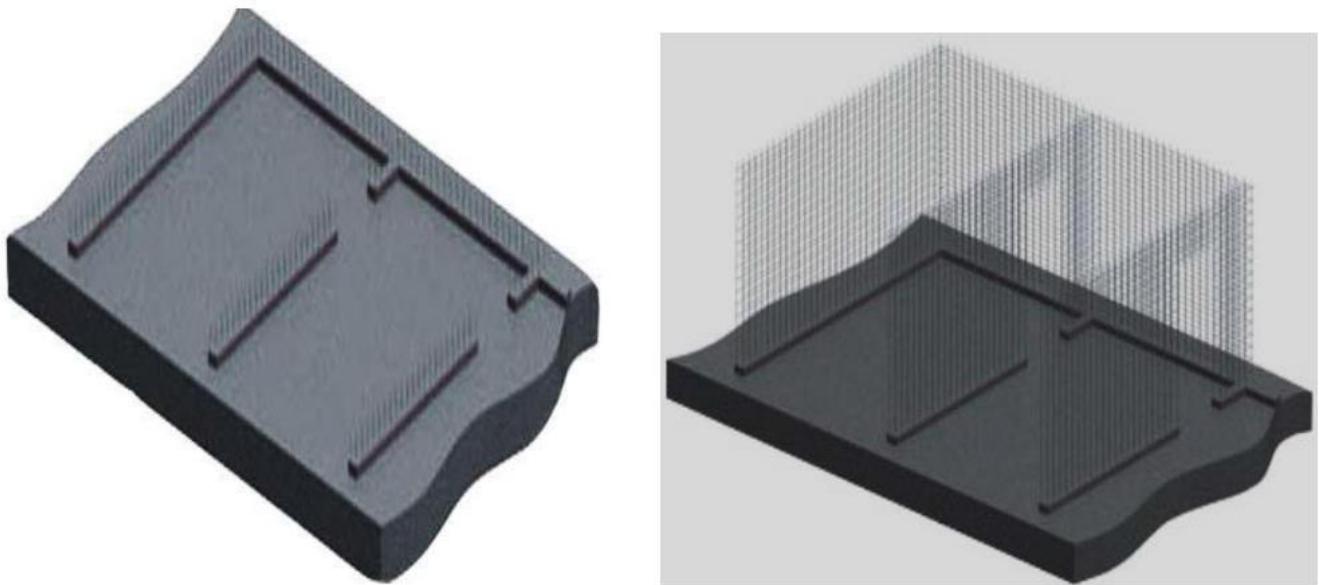


Figure 14 : Le coulage des talonnettes.

3ème étape :

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage, cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur.

Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton.

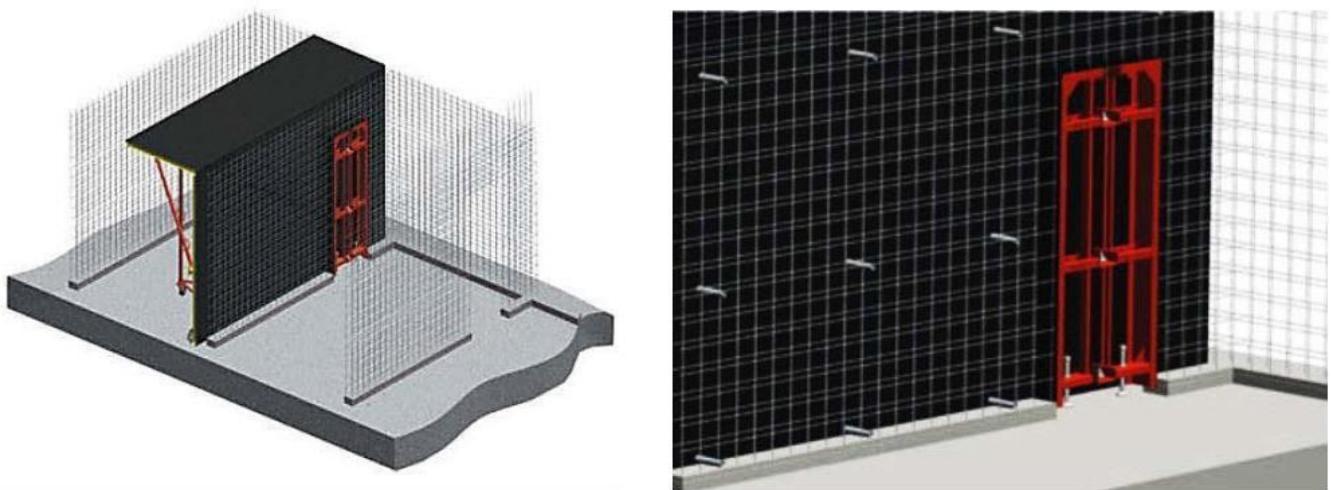


Figure 15 : La mise en place des demi-coquilles.

4ème étape :

Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage »

Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vis en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau

Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demi-coquilles pour pouvoir les biens solidarisés.

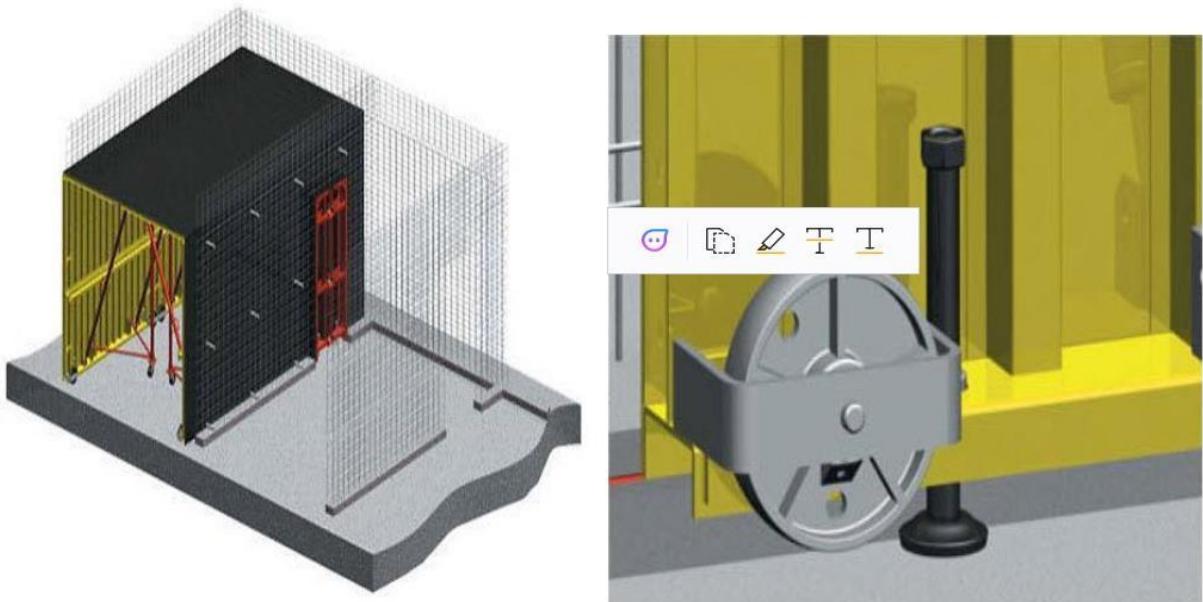


Figure 16 : Positionnement de la deuxième demi-coquille.

5ème étape :

Solidarisé les deux demi-coquilles en verrouillant les crochets métalliques et en les bloquant à l'aide de boulons conique.

Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1ère chambre.



Figure 17 : Solidarisé les deux demi-coquilles.

6ème étape :

Mise en place de la 3ème demi-coquille au dos de la 1er demi-coquille.

Régalage de la 3éme demi-coquille au même niveau que le1ère et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale

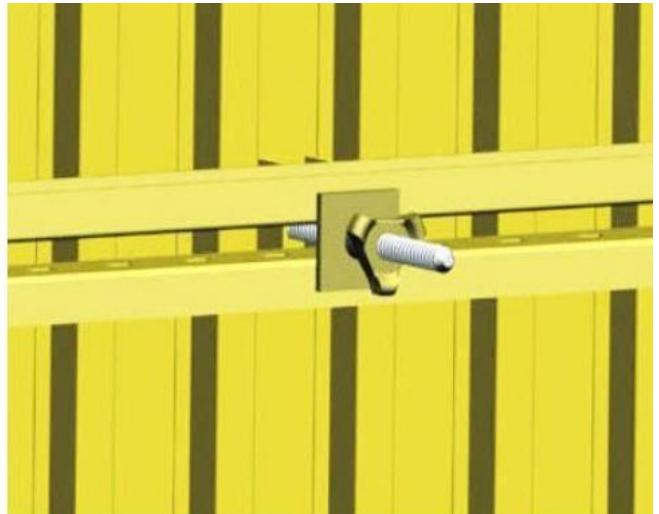
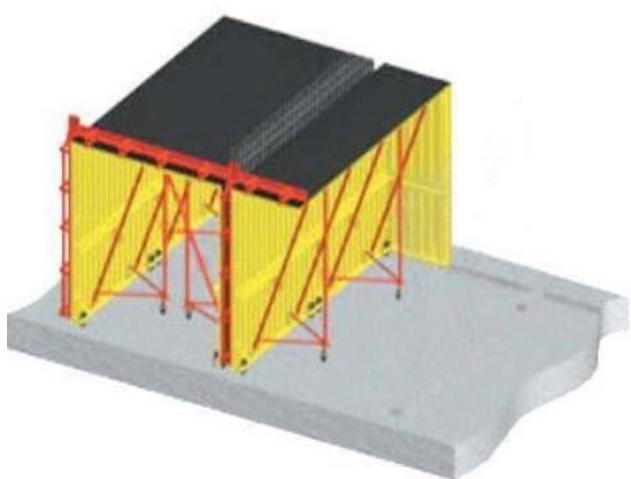


Figure 18: Mise en place de la 3ème demi-coquille.

7ème étape :

Mise en place des banches pignon.

Mise en place du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyaux d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques).

Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.

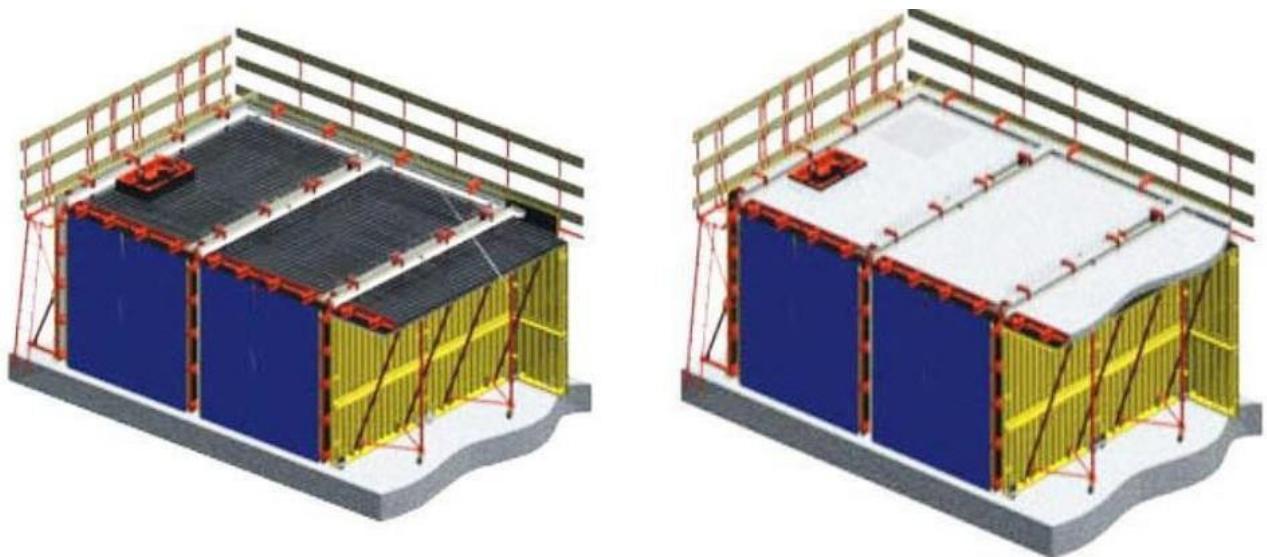


Figure 19 : Mise en place des banches pignon et Mise en place du ferraillage des dalles.

8ème étape :

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles avec une grue.

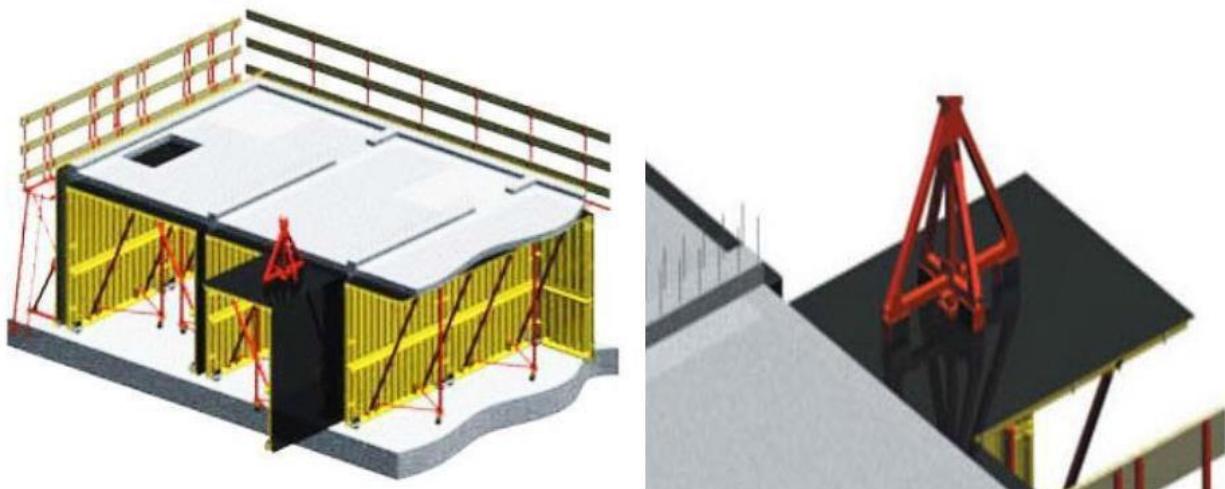


Figure 20 : Décoffrage les demi-coquilles.

Décoffrage

Après 12 à 24 heures, décoffrage des demi-coquilles. Nettoyage et graissage des coffrages pour réutilisation. Déplacement vers la zone suivante du chantier

7. Remarque :

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous Devant penser à détailler les dalle prématurément décoffré (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferraillage des voiles du second niveau, par conséquence la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux.

Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1er niveau, la suite des travaux sera une réitération des étapes précédentes.

Un aperçu de la technique coffrage tunnel sur chantier



Figure 21 : technique coffrage tunnel sur chantier.

8. Domaine d'application :

Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.

Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.

9. Avantage :

C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.

Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art. Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes

Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet. Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filet de sécurité.

10. Inconvénients :

Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement. Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.

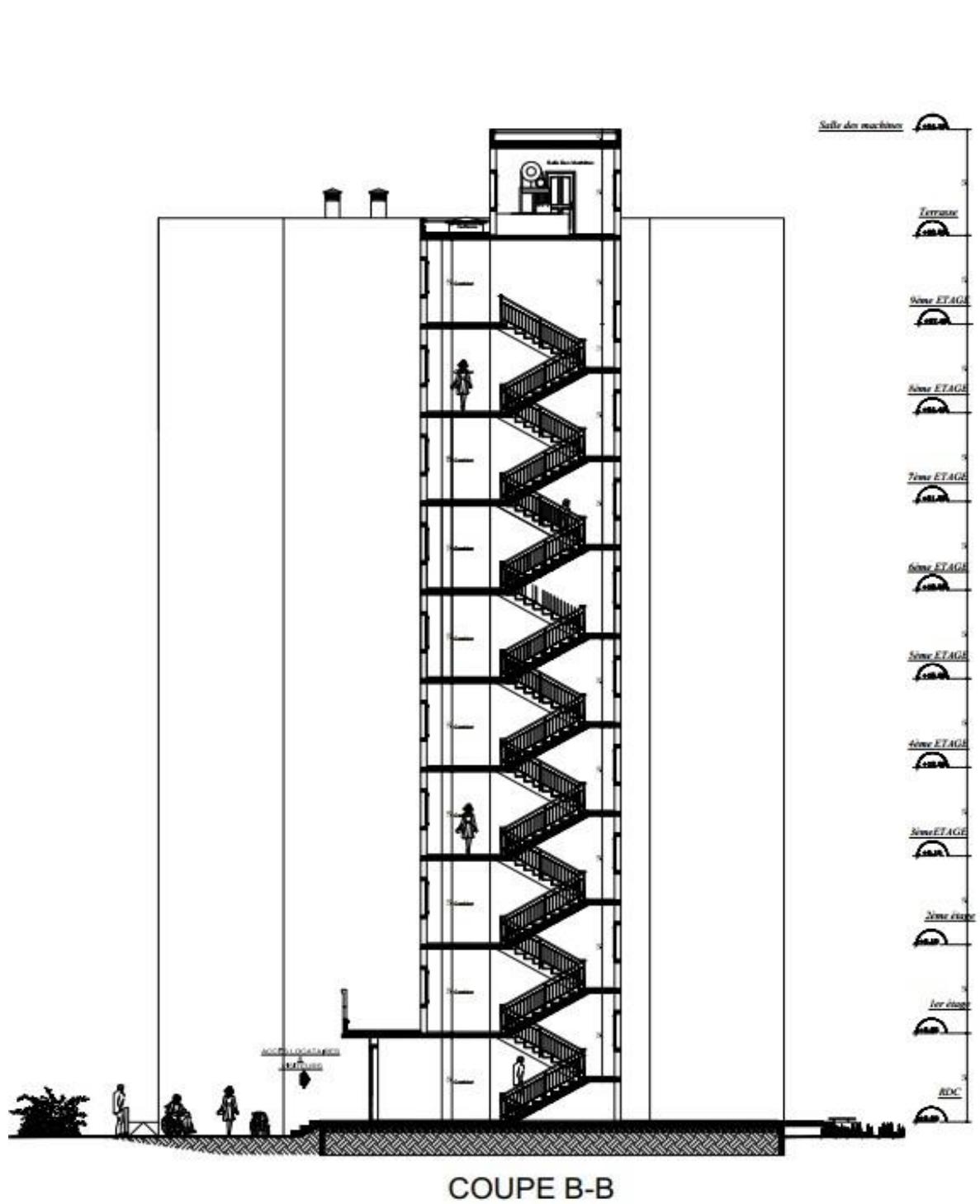
Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale. Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.

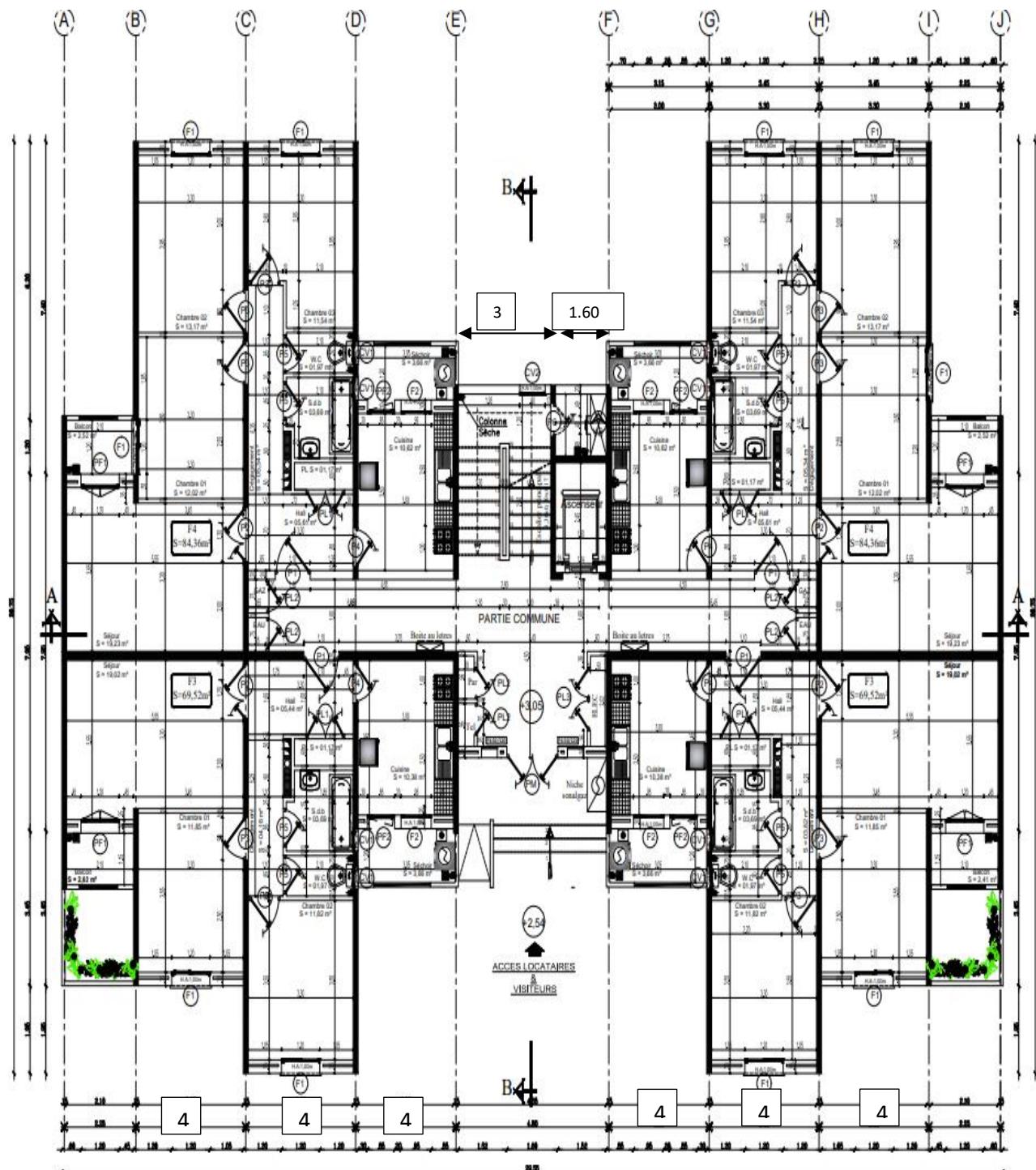
Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

PARTIE II

Etude d'un bâtiment

1. Plan architectural





PLAN R.D.C

BLOC N° 10 et 11.

TABLEAU DES SURFACES:

CHAPITRE 1 :

Présentation du projet et des caractéristiques des matériaux.

1-Introduction :

Le Béton Armé a permis les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répondu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

2-Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (en RDC + 9 étages) Contreventé Par voile, situé au niveau de la wilaya de Sétif (zone IV) dans le groupe d'usage 2

1 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

3-But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur Lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

4-Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance S'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, À cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

5-Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme angulaire avec un décrochement, le bâtiment présente Les dimensions suivantes :

Hauteur d'étage $h_e = 3,06 \text{ m}$.

Hauteur de RDC h RDC = $3,06 \text{ m}$.

Hauteur totale de bâtiment $H = 30,60 \text{ m}$

Cage d'escaliers : $(3,60 \times 3,00) = 10,6 \text{ m}^2$.

Largeur du bâtiment $B = 21,3 \text{ m}$.

Longueur du bâtiment $L = 34,3 \text{ m}$.

6-Caractéristiques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du Laboratoire de la mécanique des sols. La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$ L'angle de frottement interne du sol $\theta = 35^\circ$. La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

7-Les éléments de la construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.

Chapitre 1

Présentation du projet et des caractéristiques des matériaux.

La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.

Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les voiles Et les planchers qui définissent l'ossature.

Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à La structure.

Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers.

L'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare L'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations Diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un Rôle fondamental dans les économies d'énergie.

8-Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments Principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

9-Conception de la structure :

Ossature :

La structure est constituée de voiles porteurs en béton armé, qui reprennent la totalité des charges verticales et horizontales.

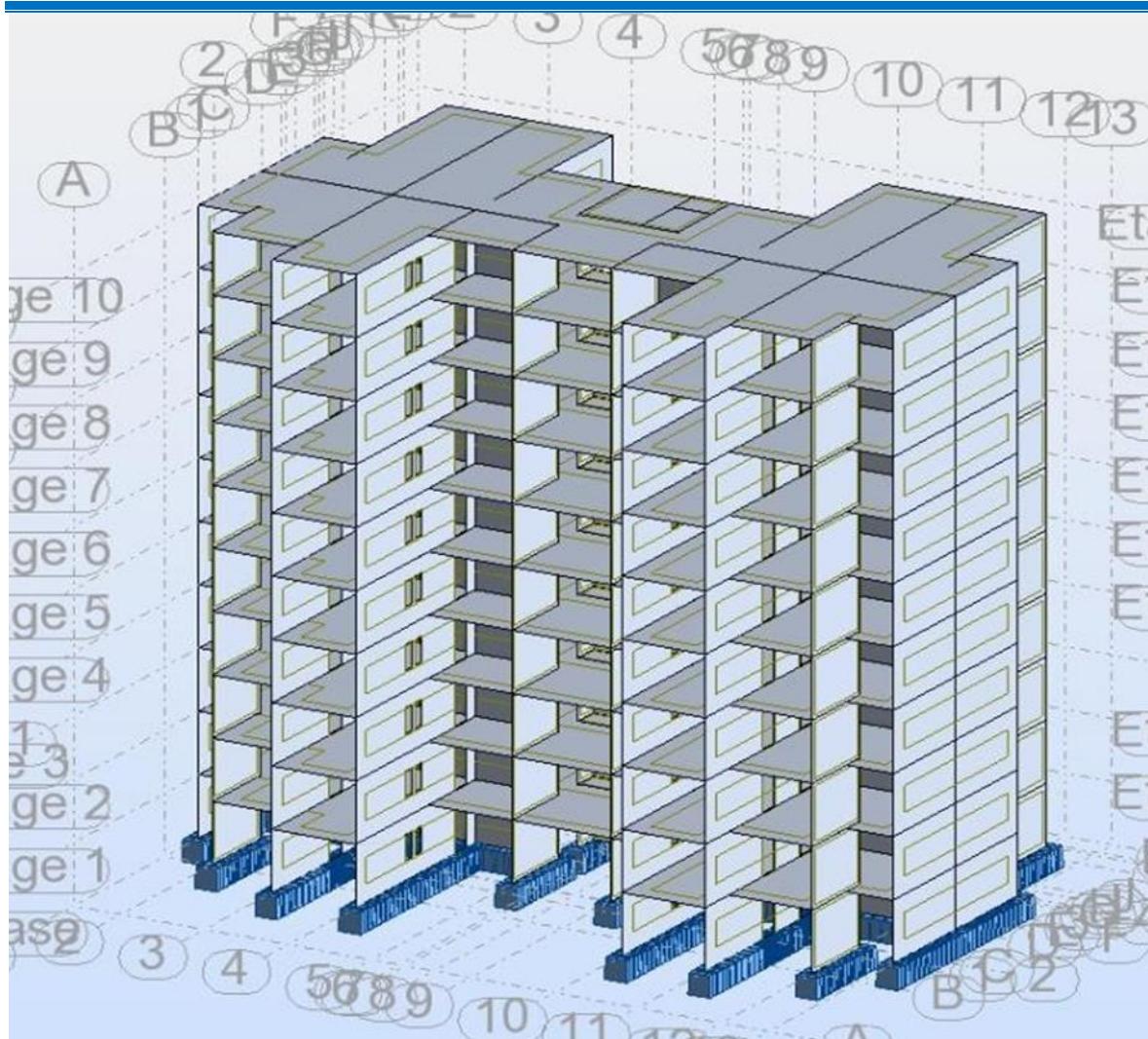


Figure 22 : structure est constituée de voiles porteurs en béton armé.

9.1. Planchers :

Nous avons utilisé un seul type de plancher, plancher en dalle pleine pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

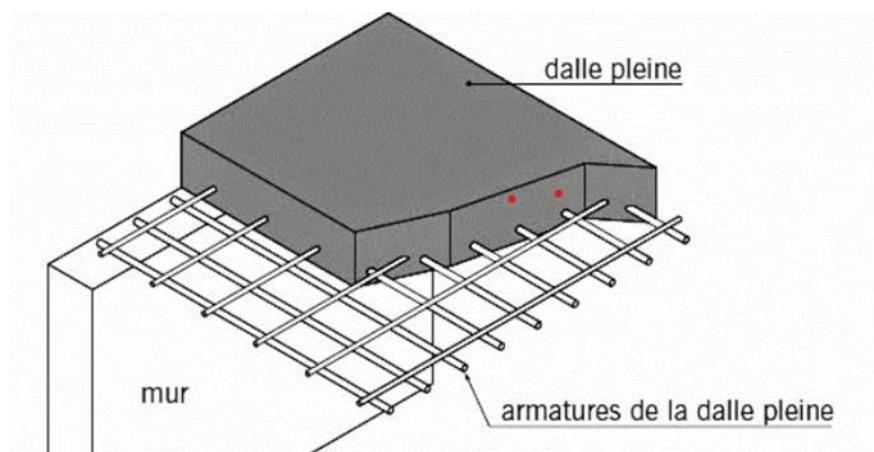


Figure 23 : Dalle pleine.**9.2. Contreventement :**

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.
En utilisant pour cela :
Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.

9.3. Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

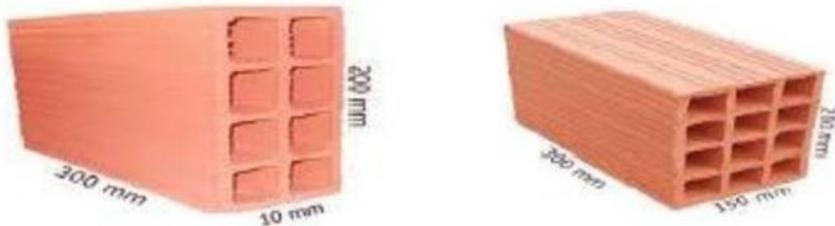
9.4. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

9.5. Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit. Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont

L'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm. Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

**Figure 24 : Brique utilisée.**

9.6. Revêtement :

Enduit en ciment pour les façades

Enduit en plâtre pour les murs et les plafonds. Carrelage pour les planchers et les escaliers.

9.7. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

9.8. Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux sont réalisés par le coffrage métallique en système tunnel.

10- Caractéristique mécanique des matériaux :**10.1. Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

350 kg de ciment CEM II/ A 42,5 400 L de sable Cg \leq 5 mm

800 L de gravillons Cg \leq 25 mm 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

• Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal. La mise en place des armatures dans le coffrage.

Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.

Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton. Les principaux avantages du béton armé sont :

Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

- **Résistance mécanique :**

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, 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 fcj. Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$fcj = [j / (a + bj)] fc_{28} \text{ Avec :}$$

Pour $fc_{28} \leq 40 \text{ MPa}$ $a = 4,76$ $b = 0,83$ $40 \leq fc_{28} \leq 60 \text{ MPa}$ $a = 1,40$ $b = 0,95$

Pour $j \geq 60 \text{ jours}$ $fcj = 1,1 fc_{28}$

Pour notre étude on prend $fc_{28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $ftj = 0,6 + 0,06 fcj$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de fcj ne dépasse pas 60 MPa.

Pour $fc_{28} = 25 \text{ MPa}$ $ft_{28} = 2,1 \text{ MPa}$

10.2. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

10.3. Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçue et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non-renversement de la structure. Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non-flambement d'un poteau.**II-10-3-2/ Etat limite de service (ELS) :**

Au-delà de quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

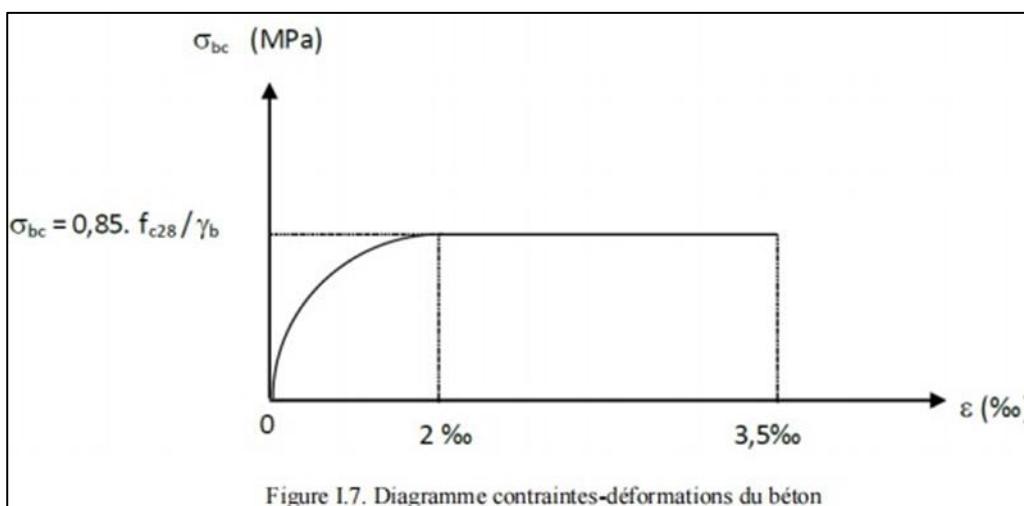
10.4. Déformation et contrainte de calcul :

Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

10.5. Diagramme parabole rectangle (B.A.E. L91) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 % et 3.5%).



ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$

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

γ_b : coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,5$ cas général.

Chapitre 1

Présentation du projet et des caractéristiques des matériaux.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte ζ_{bc} est en fonction de son raccourcissement $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\%$ $\zeta_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc}$ (4-103 x ϵ_{bc})

$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\% \quad \zeta_{bc} = f_{bc}$

Θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Θ	Durée d'application
100	> 24 h
0.9	1 h ≤ duré ≥ 24 h
0.85	<1 h

Table 1 : Coefficient d'application.

ELS : La contrainte de compression du béton à l'E.L. S (symbole ζ_{bc}) est limité à :

$\zeta_{bc}=0,6 \text{ ft28 } \zeta_{bc}=15 \text{ MPa}$

10.6. Diagramme rectangulaire (B.A.E. L91) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

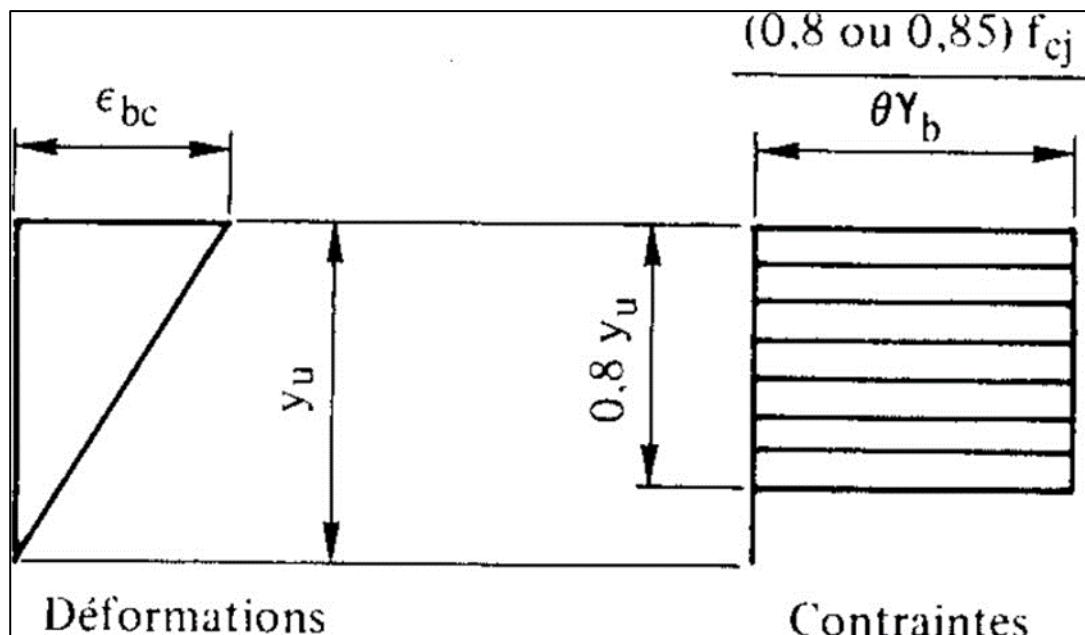


Figure 25 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle

Sur la distance restante 0,8 y la contrainte à pour valeur :

0,85 $f_{cj} / \gamma_b \zeta$ pour les zones comprimées dont la largeuse est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

0,8 $f_{cj} / \zeta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

10.7. Contrainte admissible de cisaillement :

$\eta_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b , 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable

$\eta_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b , 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$\eta_u = T_u / b d$

Avec b : largeur de la pièce. d : hauteur utile.

10.8. Module de déformation longitudinal du béton :

10.8.1. Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

10.8.2. Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

10.8.3. Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré) $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

11.Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer +Carbone en faible pourcentage, les aciers pour béton armé sont ceux de :

Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.

Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone. Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

Chapitre 1

Présentation du projet et des caractéristiques des matériaux.

Acier naturel Fe E215 ; FeE 235.

Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500

Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$

11.1. Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\zeta_s = f(\varepsilon\%)$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes

:

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles. Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

11.2. Diagramme déformation- contrainte (B.A.E. L91modifié99.p78) :

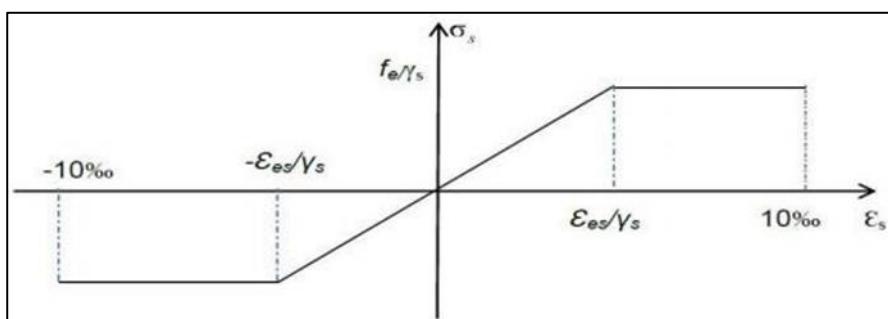


Figure 26 : Diagramme déformation- contrainte.

11.3. Contrainte limite de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable $\zeta_{st} \leq Fe$ pas de limitation Fissuration préjudiciable $\zeta_{st} = \min(2/3 fe ; 110 n + f_t \text{ MPa})$ Fissuration très préjudiciable $\zeta_{st} = \min(0,5 fe ; 90 n + f_t \text{ MPa})$ ϵ : coefficient de fissuration

$\epsilon=1$: pour des ronds lisses (RL)

$\epsilon=1,6$: pour les hautes adhérances avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA). Poids volumique :

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$ Acier $\gamma_s = 78,5 \text{ KN/m}^3$

Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

Etat limite ultime de résistance E. L. U. R Etat limite de service

E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99version2003.

On doit par ailleurs vérifier qu'E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

11.4. Hypothèse de calcul :

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation. Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance du béton à la traction est négligée. Le raccourcissement du béton est limité à :

$\varepsilon_{bc} = 2\%$ en flexion composée.

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en compression simple L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\%$.

Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour. Le béton en compression.

L'acier en traction et en compression.

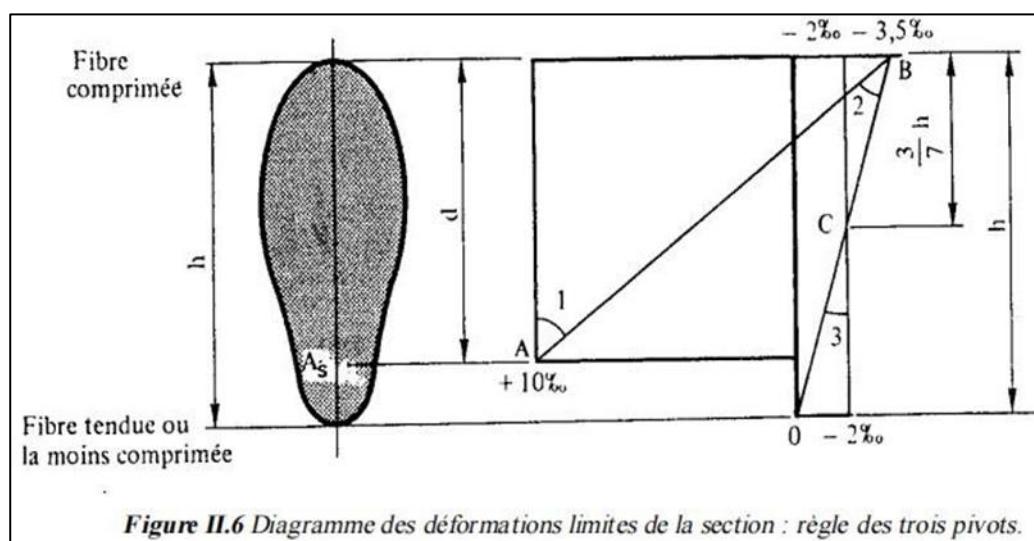
11.5. Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83) :

Figure II.6 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

11.5.1. Traction pure :

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10%o donc toute la section sera allongée de 10%o.

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

11.5.2 Traction excentrée :

À la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10%o, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\%$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

11.5.3. Flexion (simple ou composée) :

On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement

$\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec : $\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$

.d de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec : $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} = 2\%$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \alpha = 0,167$

Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 %, il faut donc diminuer ζ_s

la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

11.5.4. Compression :

Si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser : $\varepsilon_{bc} = 2\%$

La compression simple a composé admet le pivot C.

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$ sur la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} \leq 2\%$ sur la fibre la plus moins comprimée. En résumé :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton. Pivot C : compression simple ou composée.

E. L. S : Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

11.6. Hypothèse de calcul :

Les sections droites restent planes.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Le béton tendu est négligé.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\zeta_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}; \zeta_S = E_S \cdot \epsilon_S$$

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_S / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente »

11.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : 1,35 G + 1,5 Q.

II-11-7-2/Etat limite de service :

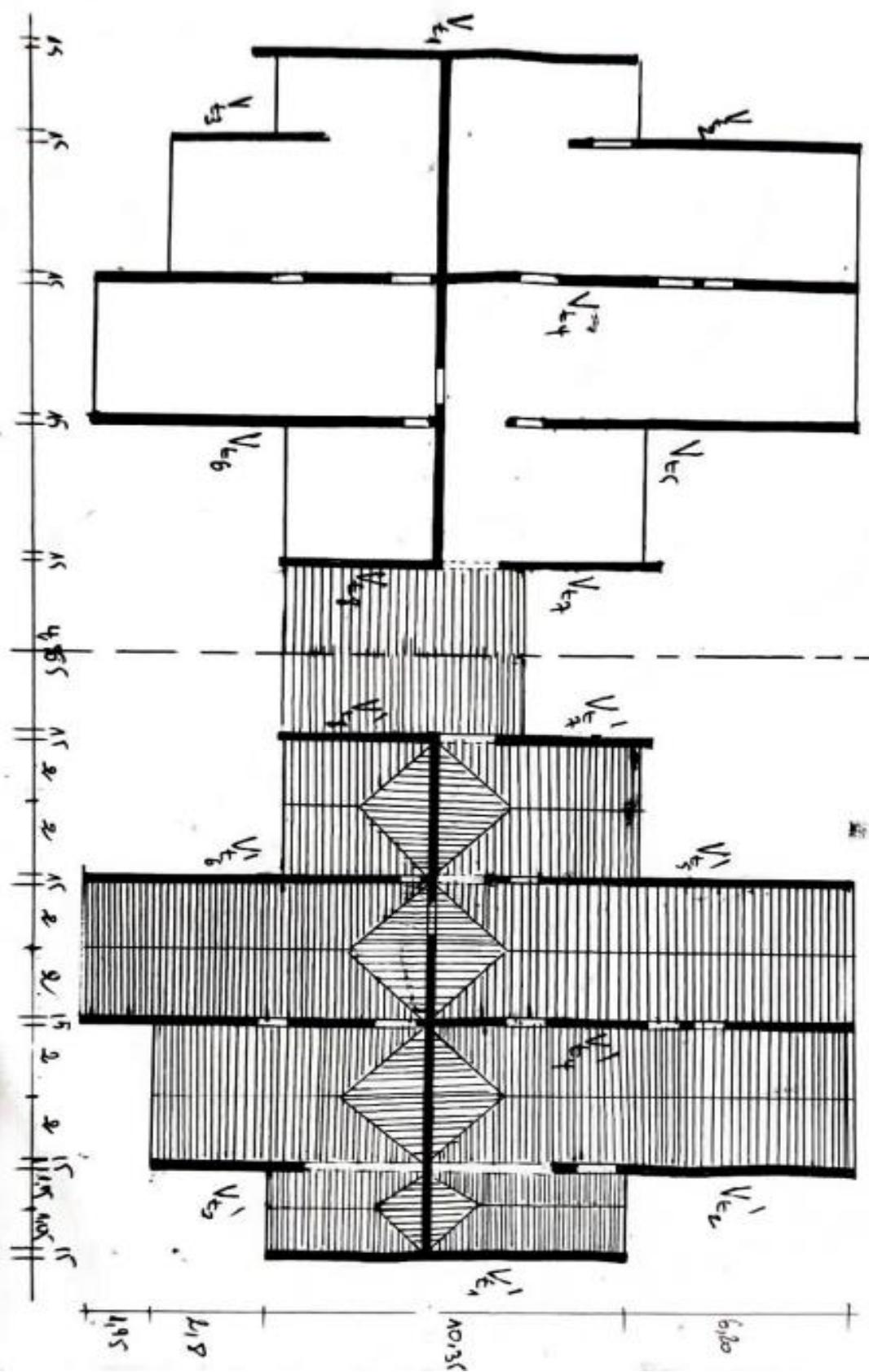
Combinaison d'action suivante : G + Q

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes. G+Q+E G : charge permanente

G+Q ± 1,2 E avec Q : charge d'exploitation 0,8 G+E E : effort de séisme.

CHAPITRE 2 :

Prédimensionnement des éléments et Descente des charges



Les deux faces offrent un renouvellement à chaque refroidissement

1-Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier est différente comme nous l'avons pu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers à dalle pleine.

2-Pré-dimensionnement des planchers :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres.

Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur l'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le BAEL A.5.2, 1) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées L_x et L_y mesurées entre nu d'appuis (Fig. 27) soit $\alpha = L_x / L_y$

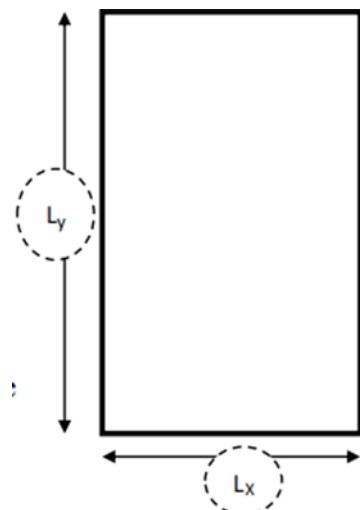


Figure 27 : schéma du panneau de dalle.

2.1. Limitation de flèche :

$$\alpha = Lx \div Ly$$

Si :

α La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée Si :
 La dalle est considérée comme portant dans deux directions.
 Dans notre cas on prend le panneau qui a la plus petite dimension suivante x et la plus grande suivant y pour dimensions.

$Lx = 4.15 \text{ m.}$ et $Ly = 21.3 \text{ m.}$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.15}{21.3} = 0,19$$

$\alpha = 0.19 < 0.40$ La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

2.2. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

$$Lx/35 \leq hd \geq lx/30 \quad 4.15/35 \leq hd \geq 4.15/30$$

$$0,11 \leq hd \geq 0,13$$

On a $hd = 0,13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$

2.3. Condition de résistance à l'incendie :

$hd = 07 \text{ cm}$: Pour une heure de coupe-feu. $hd = 11 \text{ cm}$: Pour deux heures de coupe-feu.

2.4. Condition d'isolation phonique :

Contre les bruits ariens : $2500 \times hd \geq 350 \text{ daN/m}^2$ $hd = 14 \text{ cm}$ Contre les bruits d'impacts : $2500 \times hd \geq 400 \text{ daN/m}^2$ $hd = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend 1 $hd = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle pleine non seulement pour des raisons de résistance mais surtout des raisons d'isolation phonique.

3-Pré-dimensionnement des voiles :

- **R PA 24.:**

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pris dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges. Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E. L91 et R PA 24.

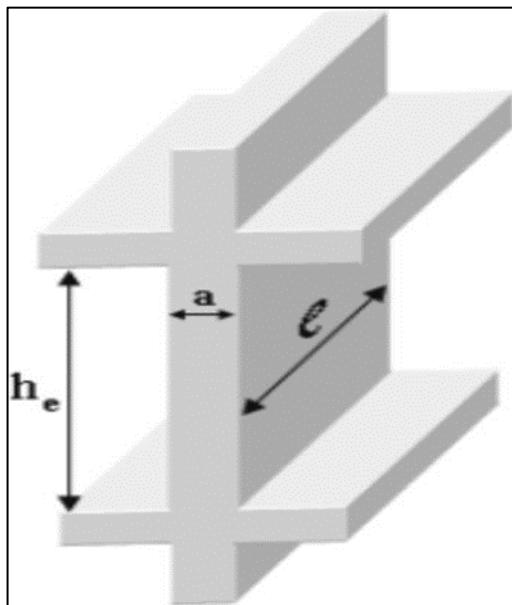


Figure 28 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.

➤ **L'épaisseur des voiles porteurs et de contreventement :**

$$L \geq 4e. \quad l_w \geq \max(h_e/3, 4bw, 1 m)$$

$e \geq h_e/20 \quad bw \geq \max(15 \text{ cm}, h_e/20)$ (les premiers cas ne sont pas recommandés, donc on optera pour le 3ème cas)

Avec :

l_w : représente la longueur du voile.

bw : L'épaisseur minimale doit respecter la condition suivante L : largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre d'étage.

$$e \geq h_e/20 \Rightarrow e = 306/20 \quad e \geq 15,3 \text{ cm}$$

$$bw \geq \max(15 \text{ cm}, h_e/20)$$

$$\geq \max(15 \text{ cm}, 15,3)$$

$$\Rightarrow bw = 20 \text{ cm}$$

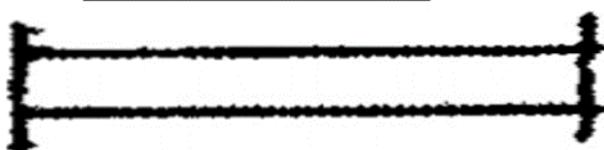
$$l_w \geq \max(h_e/3, 4bw, 1 m)$$

$$\geq \max(1,02, 0,8, 1 m)$$

$$\Rightarrow l_w = 1,02 \text{ m}$$

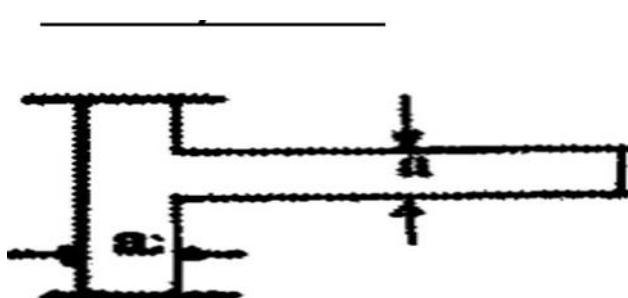
Donc l'épaisseur des voiles porteurs et de contreventement est : $hd = 20 \text{ cm}$.

Voile $ep=15\text{cm}$



$$e = 15 \text{ cm} \geq he/20 = 15,3 \text{ cm}$$

Voile $ep=20\text{cm}$



$$e = 20\text{cm} \geq he/22 = 15,9 \text{ cm.}$$

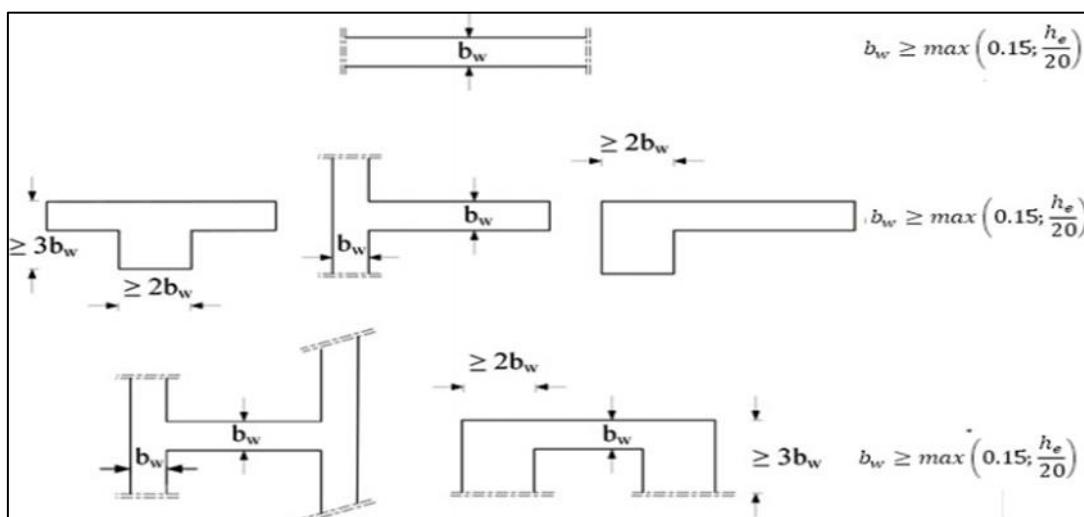


Figure 29 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

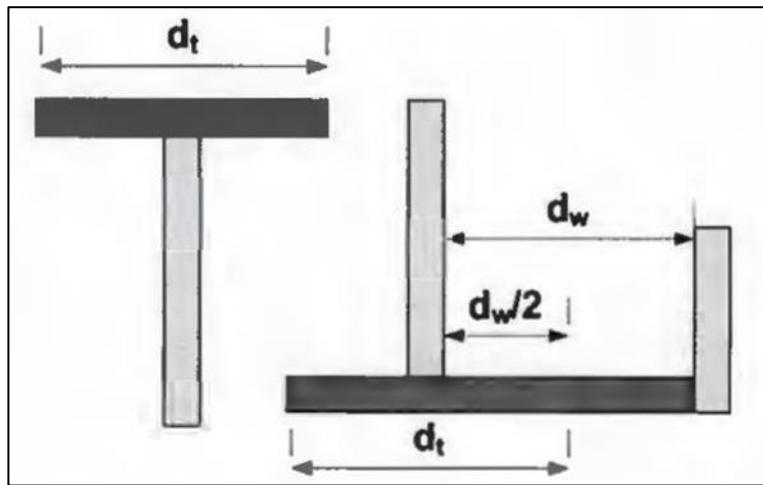
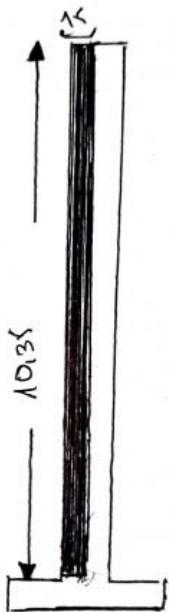


Figure 30 : Prise en compte des voiles les de retour.

Figure 31 : Différent type des voiles.

Pré-dimensionnement du voile VT1 :

- selon BAEL 91 R99



Données utilisées :

- Effort total appliqué ($G + Q$) : 415.97 kN
- Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Coefficient sismique (CBA93) : 1.1

Étapes du calcul :

1. **Calcul de l'effort ultime majoré :**
 $N_u = 1.1 \times 415.97 = 457.57 \text{ kN}$
2. **Calcul de la contrainte admissible selon BAEL :**
 $\sigma_{ad} = 0.6 \times f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
3. **Détermination de la section brute minimale :**
 $A_{min} = N_u / \sigma_{ad} = 457.57 \times 10^3 / 15 = 0.0305 \text{ m}^2$
4. **Hypothèse d'épaisseur :**
 $e = 0.15 \text{ m} \Rightarrow b = 0.0305 / 0.15 = 0.203 \text{ m}$

3-1 Conclusion :

Pour le voile **VT1**, les dimensions proposées sont : **20 × 15 cm**, ce qui satisfait les exigences de résistance à la compression simple selon BAEL 91 R99.

➤ Dimensions proposées pour les voiles (BAEL 91 R99)

Tableau représentant les prédimensionnements des voiles

Voile	G + Q total (kN)	Nu (1.1×) (kN)	Amin (m ²)	Épaisseur (m)	Largeur (m)	Dimensions proposées
VT1	415.97	457.57	0.0305	0.15	0.20	20 × 15 cm
VT2	257.08	282.79	0.0189	0.15	0.13	15 × 13 cm
VT3	187.92	206.71	0.0138	0.15	0.09	15 × 10 cm
VT4	692.99	762.29	0.0508	0.15	0.34	34 × 15 cm
VT5	365.69	402.26	0.0268	0.15	0.18	18 × 15 cm
VT6	373.04	410.34	0.0274	0.15	0.18	18 × 15 cm
VT7	173.03	190.33	0.0127	0.15	0.09	15 × 10 cm
VT8	158.17	173.99	0.0116	0.15	0.08	15 × 10 cm
V9	531.06	584.17	0.0389	0.20	0.20	20 × 20 cm

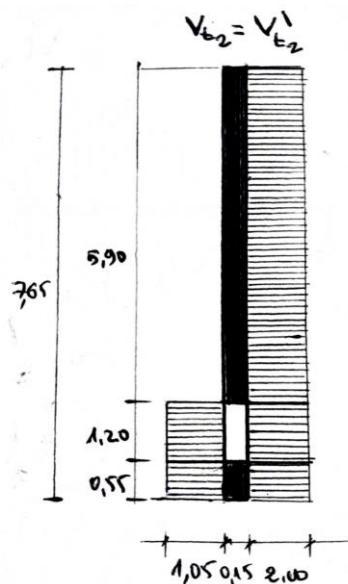
➤ surface afférente des voiles

1^{er} cas : voile à une file d'ouverture Vt2 . V_{T2}

Trumeau (1)

$$\lambda = 0 < 50 \text{ cm}$$

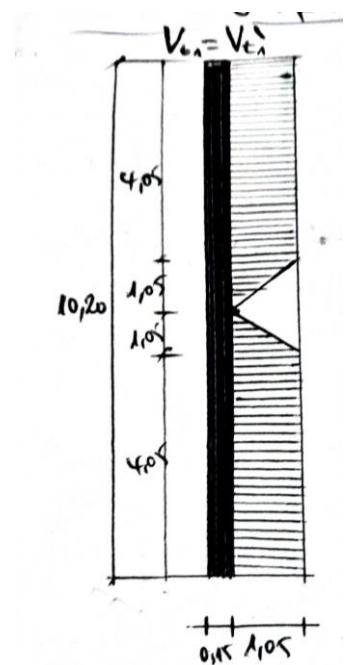
$$\beta = 1$$

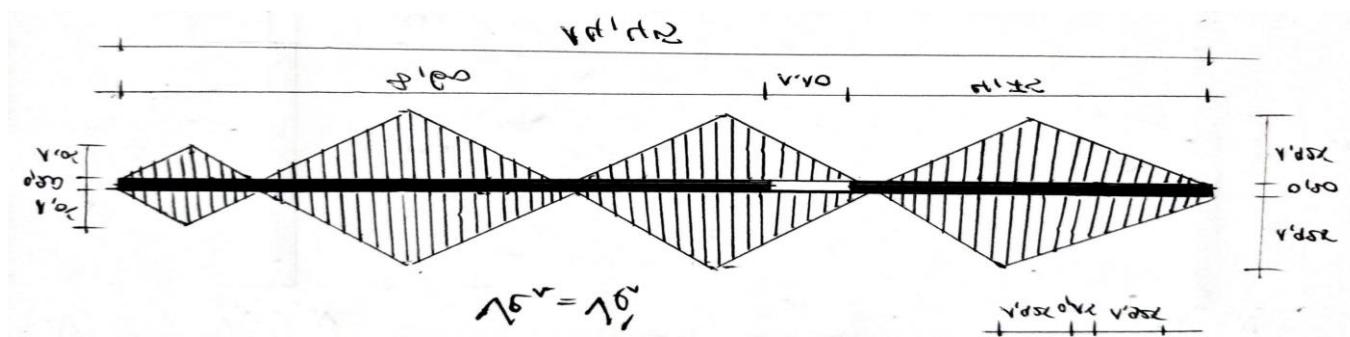
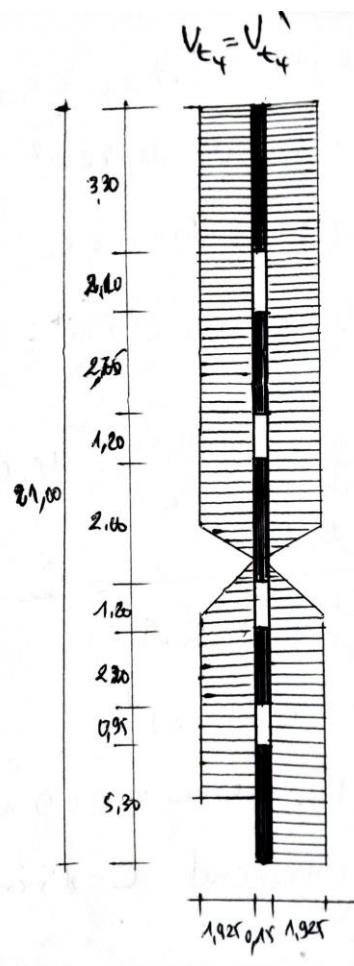


$$S_{affer} = 2.00 \times 5.00 = 11.80 \text{ m}^2 \quad d_1 = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Trumeou (2)} \quad \lambda = 0 < 50 \quad \beta = 1$$

$$S_{affer} = 1.05 \times 0.55 = 0.58 \text{ m}^2 \quad d_2 = 0.275 \text{ m}$$





Remarque : Pour Les Outres voiles Les résultats Sont Résumées dans Le tableau Ci-dessous

Tableau surface afférente des voiles

	$Vt1;vt1'$	$Vt2;vt2'$	$Vt3;vt3'$	$Vt4;vt4'$	$Vt5;vt5'$	$Vt6;vt6'$	$Vt7;vt7'$	$Vt8;vt8'$	$Vl9;vl9'$
saffer	9.68	12.38	12.19	71.56	22.91	27.42	7.96	6.44	24.67
di	1.05	0	0	2.					
B	7.17	1	1	1	1	1	1	2.10^{-3}	6.10^{-4}
e	15	15	15	15	15	15	15	15	20
l	10.35	7.65	4.55	21.3	9.75	9.93	4.33	3.95	14.25

3.2 CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre, et suivant les règles prescrites si dessus, on a abouti aux résultats suivants :

-L'épaisseur de la dalle est 15 cm.

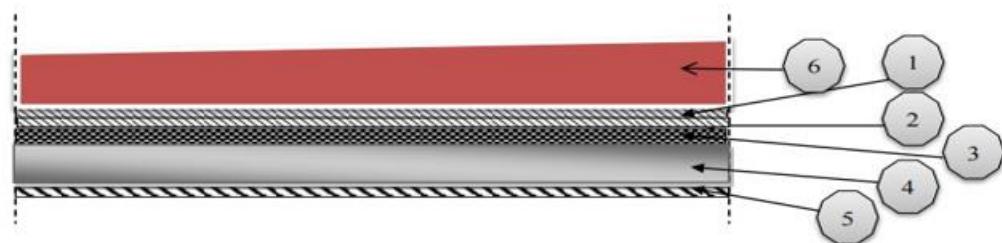
-L'épaisseur du voile est.

SENS X :20CM SENS Y :15CM

-L'épaisseur du voile périphérique est 15cm.

4 Descente des charges :

4.1. Plancher étage courant :



- 1- Carrelage.
- 2- Chape de mortier.
- 3- Lit de sable.
- 4- Dalle pleine.
- 5- Enduit plâtre.
- 6- cloisons légères.

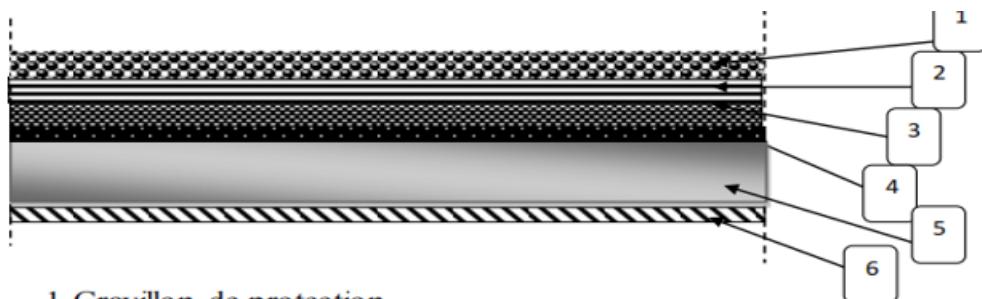
Figure III2 : coupe transversale d'un Plancher étage courant

TABLEAU 2. 1Descente des charges (plancher étage courant)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	0,02	20	0,40
02	Chape de mortier	0,02	20	0,40
03	Lit de sable	0,03	18	0,54
04	Dalle pleine	0,15	25	3,75
05	Enduit plâtre	0,015	10	0,15
06	cloisons légères	-	-	
Total				5,74

Charge permanente (poids propre) $G = 5,74 \text{ KN/m}^2$ Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

4.2 Plancher terrasse :



- 1-Gravillon de protection.
- 2-Etanchéité multicouche.
- 3-Isolation thermique
- 4-Forme de pente.
- 5-Dalle pleine.
- 6-Enduit plâtre.

Figure III2 : coupe transversal dun plancher terrasse inaccessible

TABLEAU 2. 2Descente des charges (plancher terrasse inaccessible)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	ravillon de protection	0,05	0,20	1,00
02	Etanchéité Multicouche	0,05	-	0,12
03	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
04	Forme de pente	0,10	0,22	2,20
05	Dalle pleine	0,15	25	3,75
06	Enduit en plâtre	0,015	0,10	0,15

Charge permanente (poids propre) :

$$G = 7,38 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

4.1.1. Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$$Q_0 = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

Terrasse Non Accessible.

$$Q_1 = 1,50 \text{ KN/m}^2 \text{ Etage}$$

Courant. Dégression des

Surcharges d'Exploitation :

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

TABLEAU 2. 3 Dégession des Surcharges d'Exploitation

LA TERRASSE	Q_0	1,00 KN/m ²
9eme ETAGE	$Q_0 + Q_1$	2,50 KN/m ²
8eme ETAGE	$Q_0 + 1,9 Q_1$	3,85 KN/m ²
7eme ETAGE	$Q_0 + 2,7 Q_1$	5,05 KN/m ²
6eme ETAGE	$Q_0 + 3,4 Q_1$	6,10 KN/m ²
5eme ETAGE	$Q_0 + 4 Q_1$	7,00 KN/m ²
4eme ETAGE	$Q_0 + 4,5 Q_1$	7,75 KN/m ²
3eme ETAGE	$Q_0 + 5 Q_1$	8,50 KN/m ²
2eme ETAGE	$Q_0 + 5,5 Q_1$	9,25 KN/m ²
1er ETAGE	$Q_0 + 6 Q_1$	10,00 KN/m ²
RDC	$Q_0 + 6,5 Q_1$	10,75 KN/m ²
$Q (\text{KN/m}^2)$		10,75

5.2. L'acrotère :

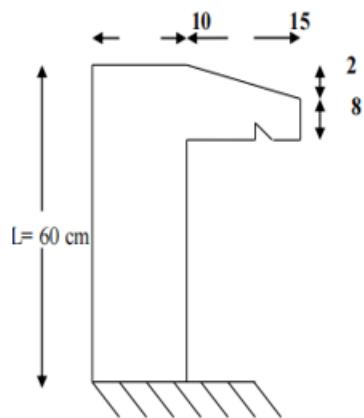


Figure III.3 : coupe transversale d'acrotère

Surface d'acrotère :

$$S = [(0,60 \times 0,10) + ((0,10+0,08)/2) \times 0,15] = 0,0735 \text{ m}^2$$

5.3. Murs extérieurs :

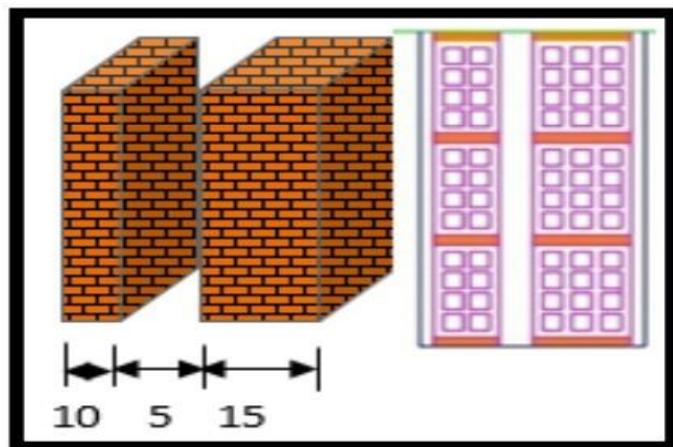
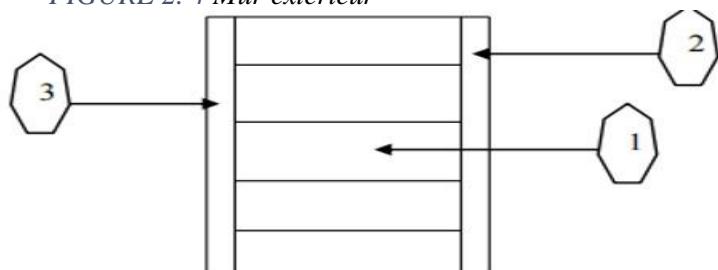


FIGURE 2.4 Mur extérieur



1-Brique creuses de 10 cm.

2- Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm.

3- Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm.

TABLEAU 2. 4Descente des charges (Murs extérieurs).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m3)	Poids (KN/m2)
01	Brique creuses de 10 cm	0,10	9,00	0,90
02	Brique creuses de 15 cm	0,15	9,00	1,35
03	Enduit en ciment de 1,5cm	0,015	0,18	0,27
04	Enduit en plâtre de 1,5 cm	0,015	0,10	0,15

Charge permanente (poids propre) :

$$G = 2,67 \text{ KN/m}^2.$$

Charge permanent

$$q = 2,67 + 0,30 = 2,97 \text{ KN/m}^2$$

5.4.Mur intérieur :

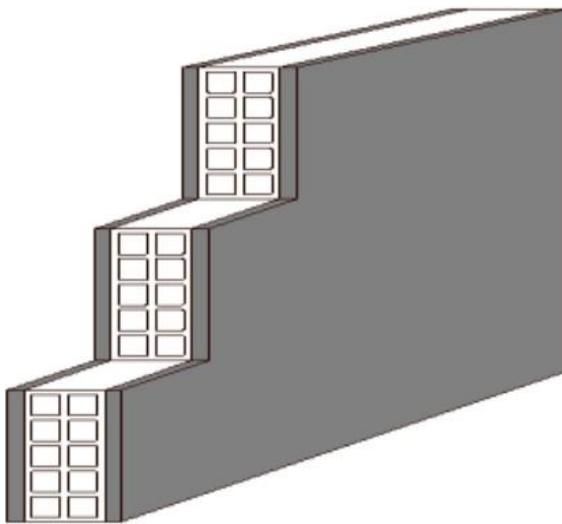
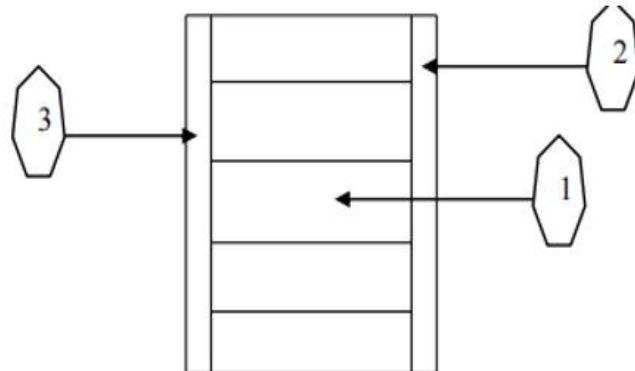


FIGURE 2. 5 Mur interior.



- 1-Brique creuses de 10 cm.
 2- Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm.
 3- Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm.

Figure III5 : coupe transversale du mure intérieur

TABLEAU 2. 5Descente des charges (Murs intérieurs)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kg/m3)	Poids(KN/m2)
01	Brique creuses de 10 cm	0,10	9	0,9
03	Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm	0,015	0,18	0,27
04	Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm	0,015	0,18	0,27

Charge permanente (poids propre) : **G = 1,44 KN/m2.**

TABLEAU 2. 6 récapitulation de pré dimensionnement des voiles et plancher.

éléments	voile porteurs et de contreventement(cm)	dalle(cm)
RDC	15,00	15,00
1erETAGE-9emeETAGE	15,00	15,00

5.5. Les combinaisons d'action :

a/ Planchers terrasse:

$$\text{ELU : } \text{Pu} = 1,35G + 1,5Q \text{ Pu}$$

$$= 1,35 \times 7,38 + 1,5 \times 1,5$$

$$\text{Pu} = 11,463 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \text{Pser} = G + Q$$

$$\text{Pser} = 7,38 + 1,5$$

$$\text{Pser} = 8,88 \text{ KN/m}^2$$

b/ Planchers étage courant :

ELU :

$$\text{Pu} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Pu} = 1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 1,50$$

$$\text{Pu} = 10 \text{ KN/m}^2$$

ELS : ELS :

$$\text{Pser} = G + Q$$

$$\text{Pser} = 5,74 + 1,5$$

$$\text{Pser} = 7,24 \text{ KN/m}^2.$$

5.6 . Decente de charge voiles :

. Introduction

Dans un ouvrage en R+9 utilisant un système de coffrage tunnel, les voiles jouent un rôle porteur principal. Il est donc indispensable de réaliser une descente de charge précise et un prédimensionnement vérifié pour chaque voile afin de garantir la sécurité structurelle.

2. Évaluation des charges verticales

2.1 Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer les efforts verticaux transmis par chaque plancher vers les voiles verticaux. Chaque voile reçoit une partie des charges (poids propre + charges d'exploitation) selon sa surface influente. Ces charges sont ensuite cumulées à travers les 10 étages pour obtenir les efforts globaux sur chaque voile.

2.2 Établissement des charges et surcharges

Les charges verticales sont composées principalement de deux types :

- **Charges permanentes (G)** : Poids propre des dalles, cloisons, finitions et équipements fixes.

- **Charges d'exploitation (Q)** : Liées à l'utilisation du bâtiment.

Le tableau suivant résume les valeurs adoptées

dans ce projet :

Partie du bâtiment	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	G + Q (kN/m ²)
Plancher terrasse	7.38	1.00	8.38
Planchers étage courant	5.74	1.50	7.24
Loggia et sechoir	5.80	1.75	7.55
Paillasse (dalle escalier)	7.27	2.50	6.86
Palier	4.36	2.50	6.86
RDC	5.74	2.00	7.74

Pour les vérifications à l'état limite ultime (ELU), la combinaison suivante est utilisée :

$$- \mathbf{N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q}$$

- Cette charge est appliquée selon le type de plancher et la zone d'influence des voiles.

Tableau résumant les poids des voiles transversaux pour chaque étage :

Voiles	Surface brute (m ²)	Surface d'ouverture (m ²)	Surface nette (m ²)	Épaisseur (m)	Poids par étage (KN)	Nbr
VT1	10.35	0.00	10.35	0.15	74.93	2
VT2	7.65	1.20	6.45	0.15	46.71	2
VT3	4.55	0.00	4.55	0.15	32.96	2
VT4	21.30	5.45	15.85	0.15	114.78	2
VT5	9.75	0.85	8.90	0.15	64.44	2
VT6	9.93	0.85	9.08	0.15	65.76	2
VT7	4.33	0.00	4.33	0.15	31.34	2
VT8	3.95	0.00	3.95	0.15	28.60	2
Total			459.52			

Le poids du revêtement de tous les refonds transversaux est égale 1.60t Le poids totale :
 $(7.63+4.76+3.35+11.70+6.58+6.70+3.19+2.51+1.60) \times 2 = 96.04t$

Tableau résumant les poids des voiles Longitudinaux pour chaque étage :

Voiles	Surface brute (m ²)	Surface d'ouverture (m ²)	Surface nette (m ²)	Épaisseur (m)	Poids par étage (KN)	Nbr
VI9	14.7	1.10	13.15	0.20	95.22	2

Le poids du revêtement de tous les refonds transversaux est égale 0.7241t e = 1.25cm Donc
 Le poids totale :
 $(9.706+0.724) \times 2 = 20.86 t$

Le poids totale Des voiles est le même que L étage courront a L'exception de poids de pendit
 Voiles Longitudinaux : Poid totale = 19t

Voiles transversaux : Poid totale = 96.04t

-calcule Surfaces influentes revenant à chaque voile (par type de plancher)

Tableau surface reverant aux voiles transversaux est Longitudinaux

Voile	p Terrasse (m ²)	p Étage Courant (m ²)	Séchoir Loggia (m ²)	Escalier (m ²)	Palier (m ²)
Vt1	10.35	10.35	10.35	10.43	10.35
Vt2	6.42	6.45	6.45	6.46	6.37
Vt3	5.16	4.55	4.55	4.54	4.50
Vt4	15.86	15.85	15.85	15.83	15.71

Vt5	8.90	8.90	8.90	8.96	8.89
Vt6	9.08	9.08	9.08	9.12	9.06
Vt7	4.33	4.33	4.33	4.35	4.31
Vt8	3.95	3.95	3.95	3.89	3.90
VI9	13.15	13.15	13.15	13.21	13.15

-Charge et surcharges reverant aux voiles

	G Voile	Q Terrasse	G Étage	Q Étage	G Séchoir	Q Séchoir	G Palier	Q Palier	G+Q Total
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
V1	76.78	10.35	59.82	15.53	59.82	20.70	45.11	25.88	415.97
V2	47.33	6.42	36.97	9.68	36.97	12.90	27.78	15.93	257.08
V3	38.09	5.16	26.13	6.83	26.13	9.10	19.62	11.25	187.92
V4	117.07	15.86	90.97	23.78	90.97	31.70	68.10	39.28	692.99
V5	65.66	8.90	50.99	13.35	50.99	17.80	38.77	22.23	365.69
V6	66.99	9.08	52.14	13.62	52.14	18.16	39.48	22.65	373.04
V7	31.96	4.33	25.00	6.50	25.00	8.66	18.80	10.78	173.03
V8	29.14	3.95	23.10	5.92	23.10	8.08	17.00	9.75	158.17
	413.88	64.05	377.99	95.21			274.66		
V9	97.10	13.15	76.46	19.73	76.46	27.38	56.23	32.88	531.06

3- Sollicitations des voiles :

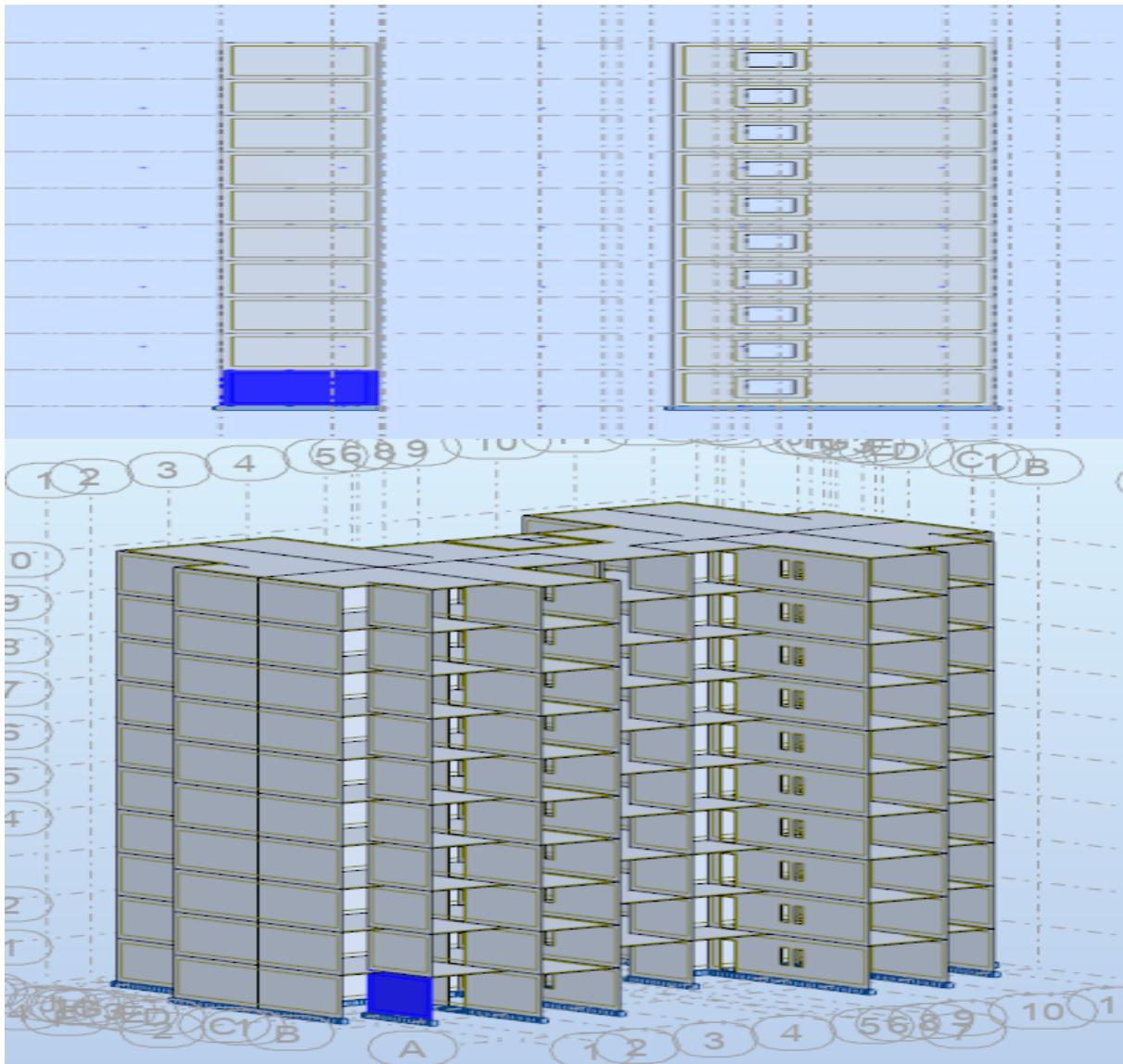
NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
1054,39	10265,29	658,21	-3,15	4,51	0,43	12,17	20,36	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
624,62	12854,96	813,46	-4,40	5,20	0,53	13,96	33,10	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
842,66	3854,25	255,73	-0,90	1,98	0,17	3,57	4,72	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-81,17	-8515,17	-528,14	3,13	-3,23	-0,34	-14,67	-19,04	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-879,32	-3705,78	-239,81	0,82	-1,95	-0,16	-11,33	4,62	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
44,51	8663,64	544,06	-3,21	3,26	0,35	6,91	28,38	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-1091,06	-10116,82	-642,29	3,07	-4,48	-0,42	-19,92	-11,03	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-661,28	-12706,49	-797,55	4,32	-5,17	-0,52	-21,72	-23,76	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey



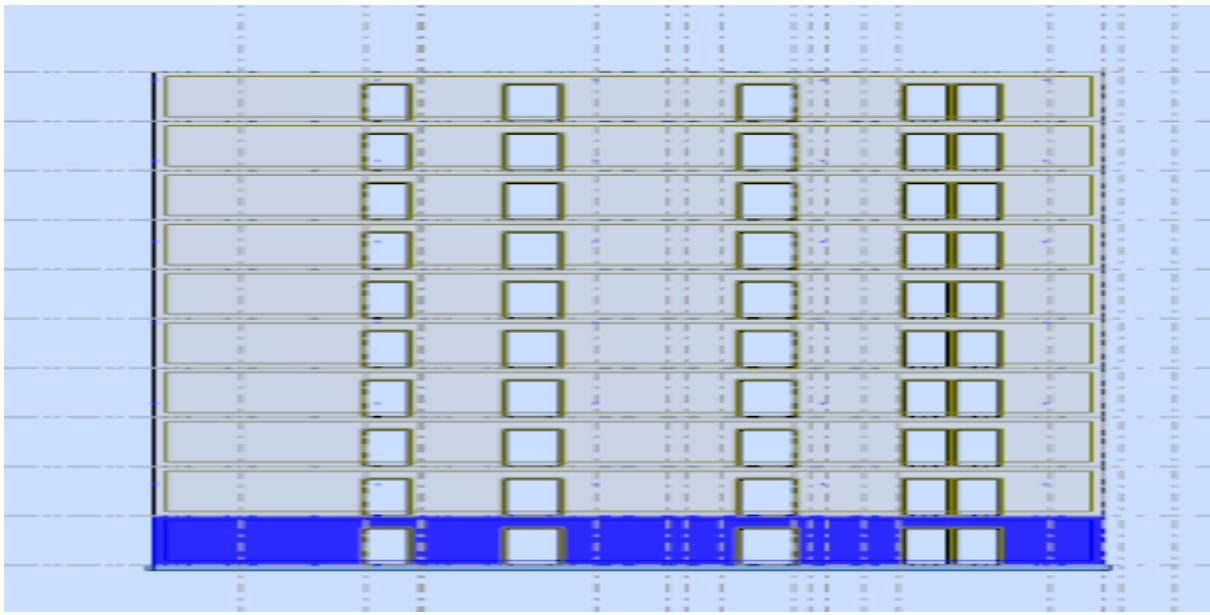
NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
788,02	4258,31	428,97	-1,98	3,28	0,36	11,94	18,05	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
1413,20	5936,12	500,92	-2,49	4,83	0,42	14,93	26,74	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
19,34	1182,57	181,69	-0,71	0,75	0,15	6,72	6,98	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-1149,08	-4316,37	-323,37	1,71	-3,62	-0,27	-2,48	-10,15	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
11,95	-1200,44	-189,75	0,75	-0,73	-0,16	3,08	5,99	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
1180,38	4298,49	315,30	-1,68	3,63	0,26	12,27	23,12	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-756,73	-4276,19	-437,04	2,01	-3,27	-0,37	-2,14	-5,08	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-1381,90	-5953,99	-508,99	2,53	-4,82	-0,43	-5,13	-13,77	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey



NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
-124,05	639,89	275,15	-1,85	1,43	0,47	8,13	3,33	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
-172,40	950,47	317,60	-2,73	2,15	0,55	7,71	3,88	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-240,95	97,95	197,01	-0,66	-0,16	0,34	5,44	1,32	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-562,07	-856,00	57,14	1,25	-3,14	0,10	-1,27	-2,80	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-651,86	-279,20	135,99	-0,38	-1,82	0,23	-2,05	-1,78	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
-330,75	674,75	275,86	-2,29	1,17	0,47	4,66	2,34	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-768,76	-821,14	57,85	0,81	-3,40	0,10	-4,74	-3,78	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-720,41	-1131,72	15,40	1,69	-4,12	0,03	-4,32	-4,33	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

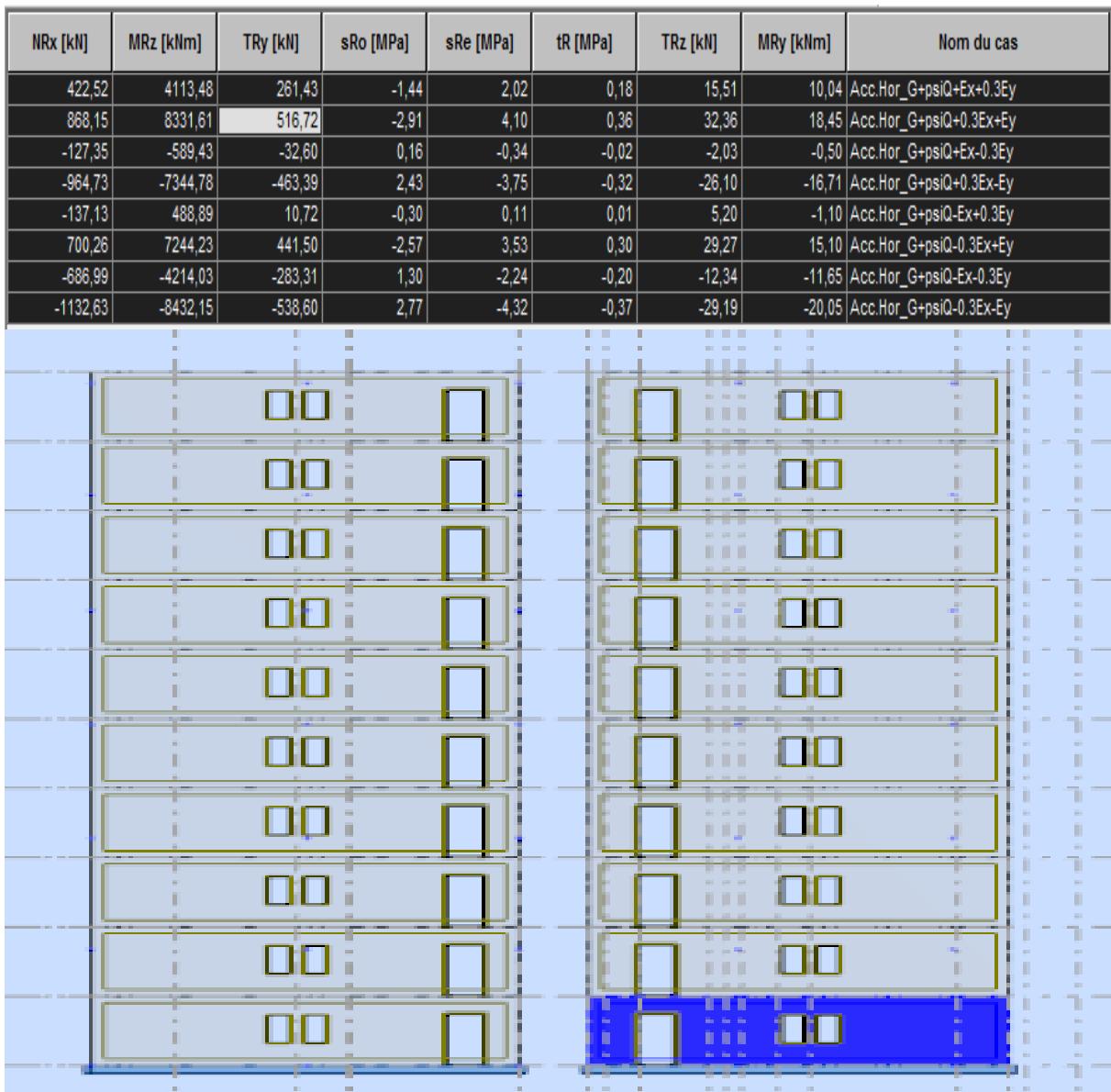


NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
1301,26	21292,19	706,93	-1,47	2,28	0,22	37,28	41,55	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
2622,23	34864,11	1162,78	-2,25	3,89	0,37	33,48	46,62	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-324,11	2256,94	63,98	-0,30	0,10	0,02	23,26	26,85	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-2795,67	-28586,73	-980,39	1,65	-3,40	-0,31	-13,25	-2,38	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-342,44	-3381,74	-133,82	0,19	-0,41	-0,04	-20,32	7,03	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
2129,12	27461,93	910,55	-1,75	3,09	0,29	16,20	36,26	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-1967,81	-22417,00	-776,77	1,36	-2,59	-0,24	-34,33	-7,67	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-3288,78	-35988,92	-1232,62	2,14	-4,20	-0,39	-30,53	-12,74	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

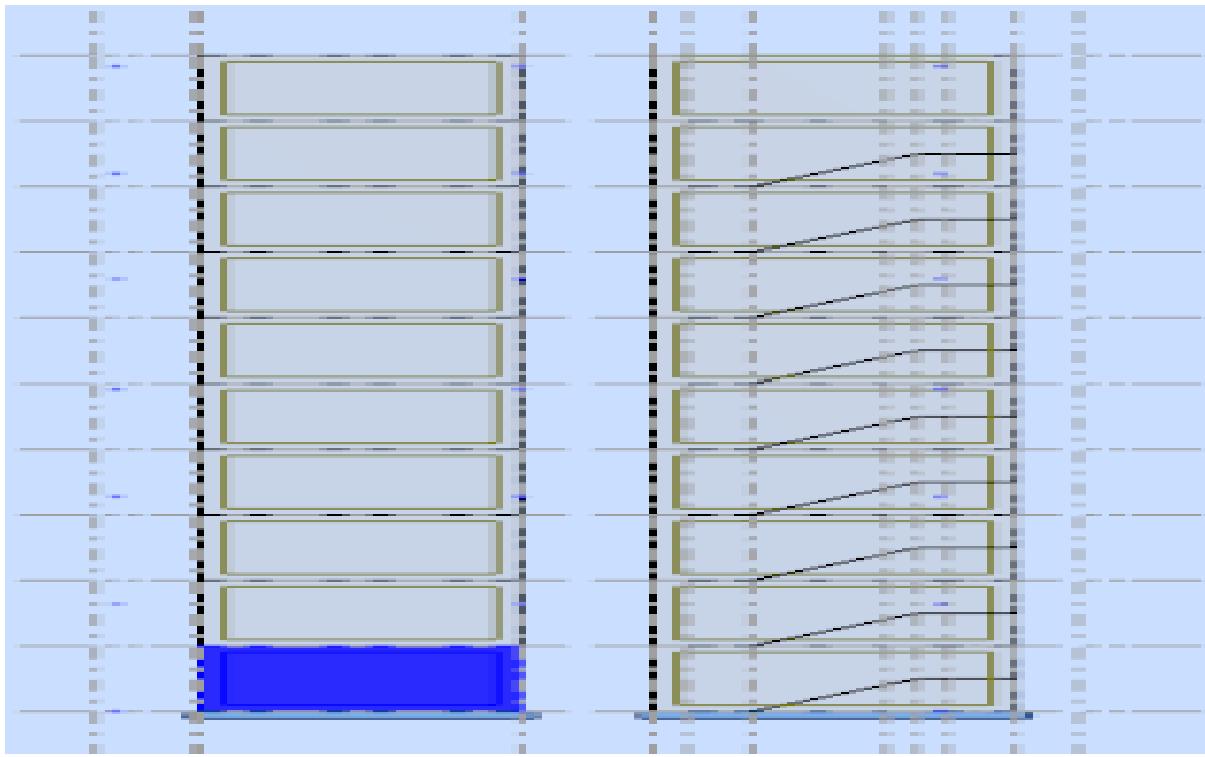


NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
1016,53	3939,46	491,54	-0,92	2,28	0,33	21,74	10,73	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
1944,82	7417,74	681,45	-1,71	4,32	0,46	28,31	14,75	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-189,09	-180,34	152,10	-0,05	-0,20	0,10	5,49	3,26	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-2073,91	-6314,92	-450,01	1,17	-3,96	-0,30	-25,88	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-349,94	144,73	-97,31	-0,29	-0,18	-0,07	-13,68	-2,67	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
1534,88	6279,32	504,80	-1,52	3,58	0,34	17,68	10,73	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-1555,56	-3975,07	-436,75	0,57	-2,66	-0,30	-29,94	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-2483,85	-7453,34	-626,67	1,36	-4,69	-0,42	-36,51	-14,16	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

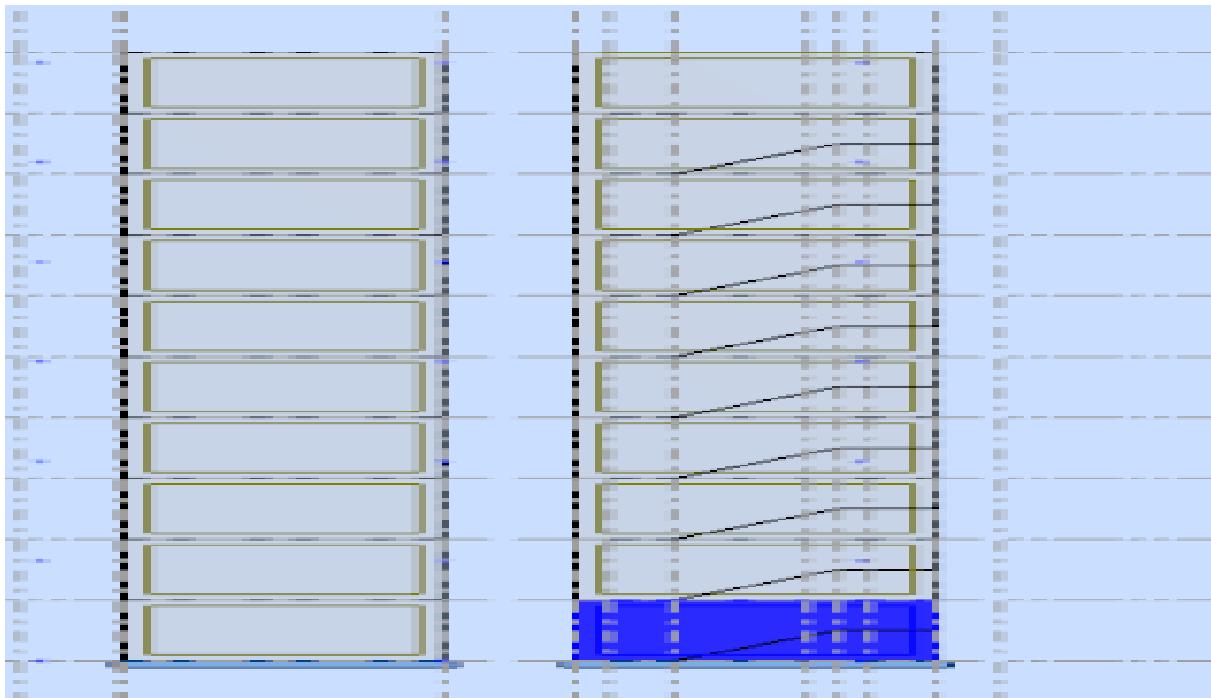




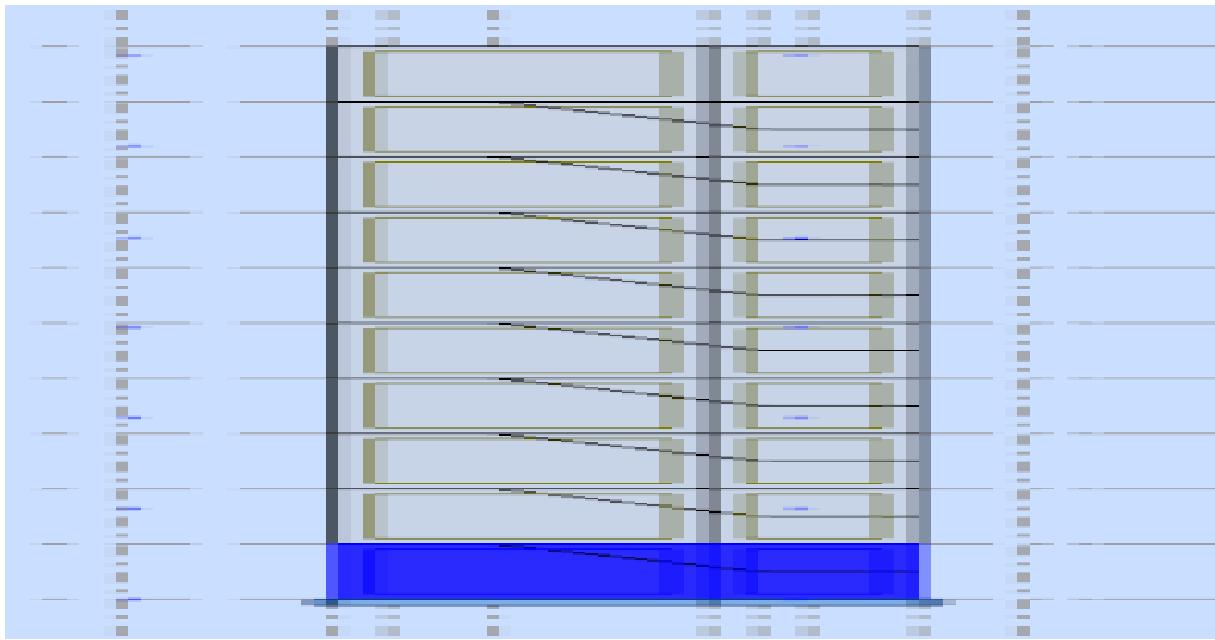
NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
433,71	427,29	101,05	-0,38	1,87	0,18	-4,05	12,36	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
406,49	1068,84	180,43	-2,12	3,51	0,31	-6,79	10,61	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
234,05	-208,43	-4,75	0,95	-0,15	-0,01	-5,04	11,39	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-259,06	-1050,20	-172,24	2,32	-3,20	-0,30	-10,11	7,37	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-309,61	141,26	-24,81	-0,90	-0,16	-0,04	-15,21	4,13	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
183,50	983,03	142,68	-2,27	2,90	0,25	-10,14	8,14	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-509,28	-494,46	-130,62	0,43	-2,17	-0,23	-16,21	3,16	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-482,06	-1136,01	-210,00	2,16	-3,81	-0,37	-13,46	4,90	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey



NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
148,06	472,77	94,59	-0,75	1,20	0,15	13,44	6,76	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
234,97	1298,05	183,17	-2,33	3,04	0,28	18,70	10,17	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-24,36	-303,60	-8,36	0,59	-0,66	-0,01	6,49	1,40	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-339,76	-1289,86	-160,01	2,15	-3,18	-0,25	-4,47	-7,70	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-178,36	242,80	4,49	-0,77	0,23	0,01	5,29	-1,37	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
137,04	1229,05	156,14	-2,33	2,75	0,24	16,25	7,73	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-350,77	-533,58	-98,46	0,57	-1,63	-0,15	-1,66	-6,73	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-437,68	-1358,85	-187,04	2,14	-3,47	-0,29	-6,92	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey



NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
236,86	40,31	34,24	0,35	1,65	0,15	7,76	6,73	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
586,14	120,59	83,59	0,54	4,41	0,37	3,79	5,33	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-104,38	-31,72	-13,23	0,07	-0,95	-0,06	6,64	5,65	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-551,35	-119,50	-74,64	-0,41	-4,24	-0,33	0,08	1,39	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
97,31	29,59	17,01	-0,06	0,88	0,08	-7,28	-1,21	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
544,27	117,37	78,42	0,42	4,18	0,35	-0,72	2,94	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-243,94	-42,44	-30,46	-0,35	-1,71	-0,13	-8,39	-2,40	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-593,21	-122,72	-79,81	-0,54	-4,47	-0,35	-4,43	-1,00	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey
150,19	141,71	27,85	-0,36	1,07	0,07	9,65	7,59	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
341,32	405,35	62,31	-1,23	2,85	0,15	13,34	6,92	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-55,49	-97,91	-7,49	0,36	-0,62	-0,02	2,58	5,15	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-344,29	-393,38	-55,50	1,16	-2,79	-0,13	-10,22	-1,21	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
10,65	96,24	8,48	-0,46	0,51	0,02	-3,35	-2,45	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
299,45	391,71	56,50	-1,26	2,68	0,14	9,44	3,90	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-195,03	-143,38	-26,86	0,26	-1,18	-0,07	-10,42	-4,89	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-386,15	-407,02	-61,31	1,13	-2,96	-0,15	-14,12	-4,22	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey



CHAPITRE 3 :

Dimensionnement des Eléments non Structuraux

I-L 'escalier

1-Introduction.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est L'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est le contre marche, le sup port des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on Appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier Entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis D'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un Ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

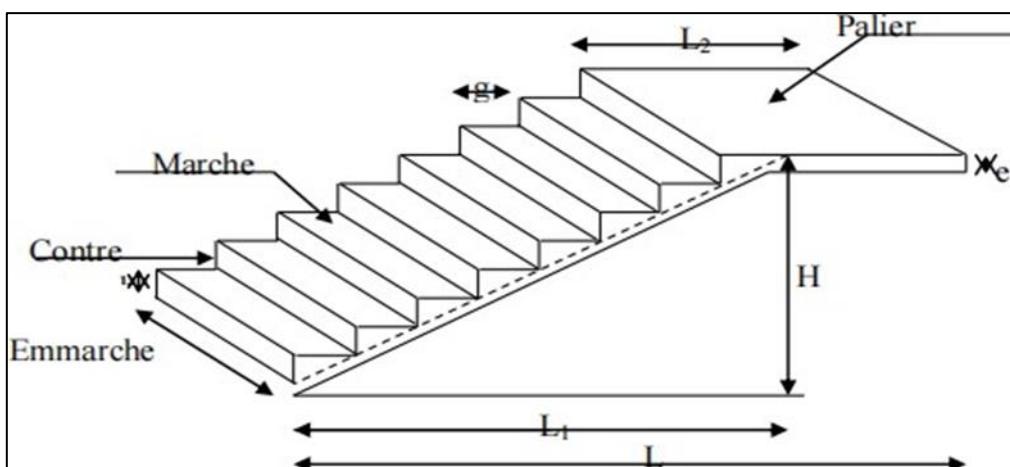


Figure 32 : schéma d'un escalier.

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur du contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.

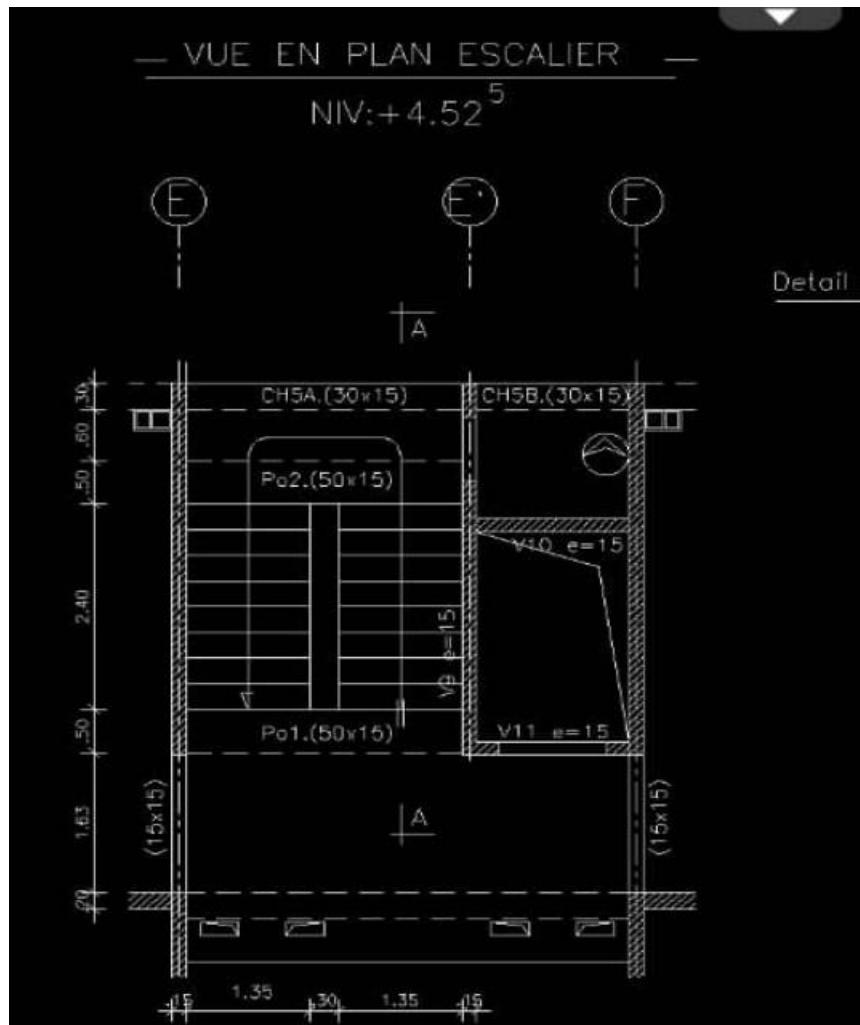


Figure 33: Vue en plan des escaliers.

2-Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

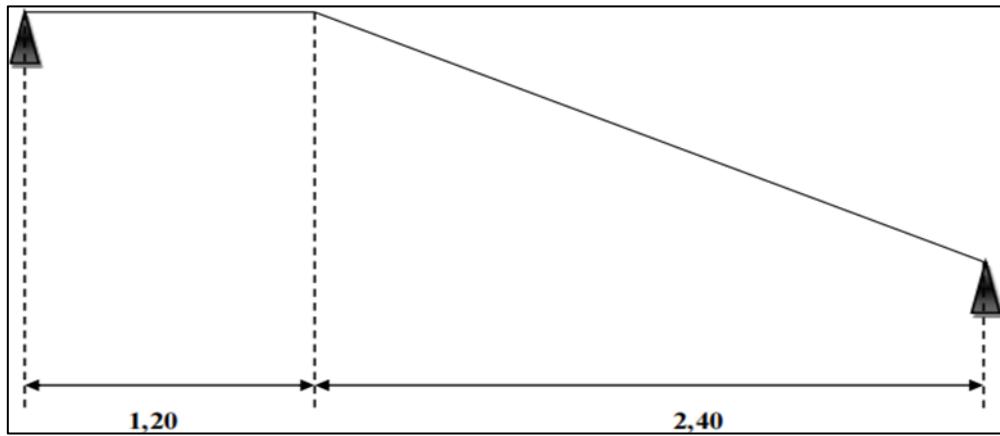


Figure 34: Schéma statique de l'escalier.

2.1. Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche.

H : hauteur d'un demi-étage.

g : largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

$n-1$: nombre de marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

Avec :

h : hauteur de contre marche. g : largeur de la marche.

On prend $2h+g=64\text{cm}$.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

H=306/2=153cm, on prend

h=17cm

Donc

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Nombre des contres marches n=9

Donc le membre de marche $n-1=8$ marches.

2.2. Dimensionnement des marches et contre marches :

a- étude d'un type d'escalier (à une seule volée)

$$H = n + h \rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n-1) \cdot g \rightarrow g\left(\frac{L}{n-1}\right)$$

D'après BLONDEL on a

$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

Et puis :

$$\Pi \dots m.m^2 - (m + 1 + 2H)n + 2H = 0$$

Avec

$$m = 64 \text{ et } H = \frac{315}{2} = 157.5 \text{ cm et } l = 240 \text{ cm}$$

donc L'équation devient :

$$64m^2 - 688m + 324 = 0$$

La solution de l'équation est :

$n=9$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1 = 8$ marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g+2h = 64 \text{ donc } g = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a : $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm et } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ Donc l'inégalité vérifier.

On a 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\tan \alpha = 17/30 = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,540 \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Epaisseur de la paillasse (volet) (ev) :

La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,87} = 282 \text{ m}$$

$$L/30 \leq ev \leq L/20$$

$$282/30 \leq ev \leq 282/20$$

$$9,4 \text{ cm} \leq ev \leq 14,1 \text{ cm.}$$

Donc on prend :

$$ev = 12 \text{ cm.}$$

Epaisseur de palier (ep):

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm.}$$

Donc on prend :

$$ep = 12 \text{ cm.}$$

2.3. Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier :

Paillasse :

N°	Désignation	Ep (m)	Densité (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical Rh x h/g	0,02	20	0,23
5	Mortier de ciment vertical ep h x h/g	0,02	20	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/ cos α	0,12	25	3,45
7	Poids propre des marches h/2 x 22	/	22	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en ciment 1,8x0,1/cosα	0,018	10	0,23

Table 2 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

- Charge permanente : $G = 7,27 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$
- $qu1 = (1,35G+1,5Q).1\text{m} = 13,56 \text{ KN/ml}$
- $qser1 = (G+Q).1\text{m} = 9.77 \text{ KN/m}$

Palier :

N°	Désignation	e _p (m)	Densité (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Poids propre du palier e _p x 25	0,12	25	3,00
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en ciment	0,02	10	0,2

Table 3: Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Charge permanente :

$$G = 4.36 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q=2,5\text{KN/m}^2$$

$$QU2= (1,35 G+1,5 Q) = 9.636 \text{ KN/ml}$$

$$Qser2= (G+Q).1\text{m} = 6.86 \text{ KN/ml.}$$

2.4. Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre

Simplement appuyé ou plus au moins encastrée. (0.85M0 en travée et 0.5M0 en appuis).

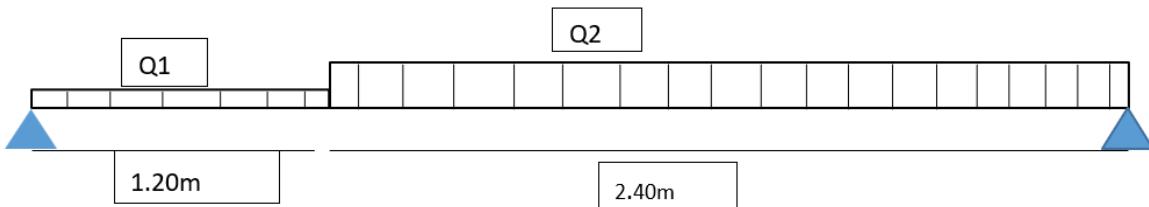


Table 4 : schéma statique de l'escalier.

Les charges équivalentes :

$$q_{ep} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{qv \times Lv + gv \times Lm}{L}$$

LELU

$$qv_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$qpu = (1,35 G + 1,5 Q) = 9.636 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{eq} = (13.564 \times 2.4) + (9.63 \times 1.2) / 3.6 = 12.25$$

LELS

$$qv_u = (G + Q) \cdot 1m = 9.77 \text{ KN/ml}$$

$$qpu = (G + Q) = 6.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ep} = (9.77 \times 2.4) + (6.86 \times 1.2) / 3.6 = 8.8$$

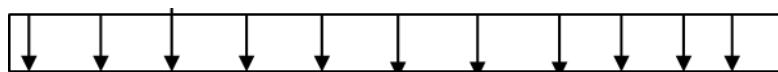


Figure 35 : la charge équivalente.

1_Calcul des moments :

E.L.U :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = qu \times L^2 / 8 = 12.25 \times (3.6)^2 / 8 = 19.845 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_0 = 16.868 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.50 \cdot M_0 = 9.922 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$\text{Moment isostatique : } 14.25 \text{ KN.m}$$

Moment en travée : $M_t = 0.85.M_0 = 12.112\text{KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.50.M_0 = 4.275\text{KN.m}$

2_Calcul des armatures :

en E.L.U :

En travée :

$h = 0,12 \text{ m} ; b = 1,00 \text{ m} ; d = 0,108 \text{ m}$

$M_{ut} = 0.85M_{max} = 16.868 \text{ KN.m.}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{M_{max}} = \frac{16.868}{103} = 0.163$$

$$\mu_u = 0.163 < 0.259 \text{ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0,112 \text{ m.}$$

$$A_{st} = M_{ut} / Z \cdot 6s = 3.01 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4T10/\text{ml}$

Espacement de 15 cm.

En appuis :

$h = 0,12 \text{ m} ; b = 1,00 \text{ m} ; d = 0,108 \text{ m} \quad M_{ua} = 0.50.M_0 = 9.922\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{M_{max}} = \frac{9.922}{103} = 0.096$$

$$= 0.0480$$

$\mu_u = 0.038 < 0.259 \text{ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0625 \quad Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0,1053 \text{ m.}$$

$$A_{st} = M_{ua} / Z \cdot 6s = 1.88 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte :

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 = 4T10/\text{ml}$$

Espacement de 15 cm.

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 3.14 / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 = 4T8/\text{m}$$

Espacement de 15 cm

Section minimum RPA 99 V 2003 :

En travée

$$ASST = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 12 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Donc On considère : $ASST = 6,28 \text{ cm}^2 = 8T10/\text{ml}$.

En appuis

$$Ast = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 12 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Donc On considère : $Ast = 6,28 \text{ cm}^2 = 8T10/\text{ml}$

3-Vérifications à l'ELS :

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

4-Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire, car les escaliers ont été dimensionnés avec la condition de la flèche.

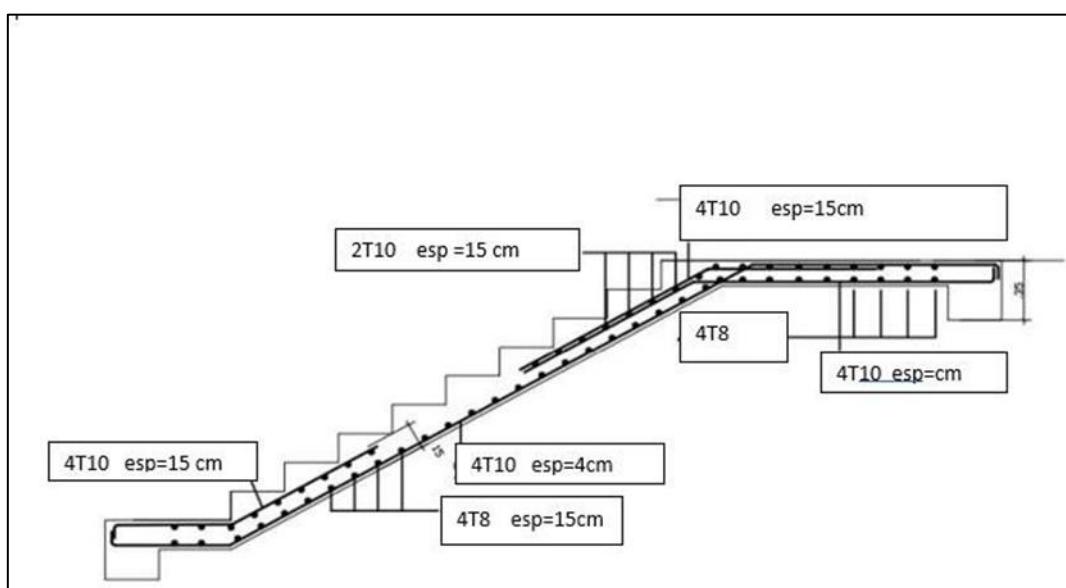


Figure 36 : schéma de ferraillage de la première volée (RDC).

II-L 'acrotère :

1-Introduction :

On va considérer l'acrotère comme étant un consol encastre au niveau de Plancher terrasse inaccessible, l'étude sera faite sur une bande de 1,00 m. Et soumise à la flexion composé, effort normal du à son propre poids et Un moment de flexion à la base du à l'effet de la main courante considéré à 0,7 KN/m.

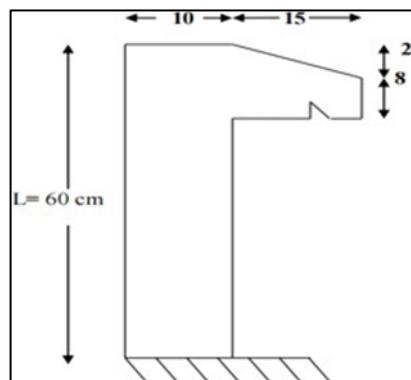


Figure 37 : SCHEMA DE LACROTERE.

2-Poids propre de l'acrotère :

La section de l'acrotère : $S = 0,0735 \text{ m}^2$.

Masse volumique de béton armé :

25 KN/m³.

$$P = 0,0735 \times 25 = 1,84 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,70 \text{ KN/m.}$$

Calcul à l'E.L. U :

$$N_u = 1,35. G = 1,35 \times 1,84 = 2,48 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge :

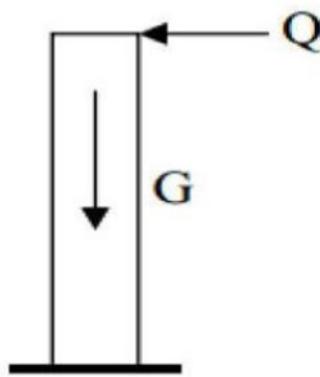
$$Q = 0,70 \text{ KN/ml.}$$

$$Qu = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 0,70 = 1,05 \text{ KN/ml.}$$

Moment :

$$Mu = Qu \cdot h = 1,05 \times 0,60 = 0,63 \text{ KN.m}$$

$Mu = 0,63 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Moment d'encastrement.}$



2.1. Poids propre de l'acrotère :

La section de l'acrotère : $S = 0,0735 \text{ m}^2$.

Masse volumique de béton armé : 25 KN/m^3 .

$$P = 0,0735 \times 25 = 1,84 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,70 \text{ KN/m.}$$

Calcul à l'E.L. U :

$$N_u = 1,35. G = 1,35 \times 1,84 = 2,48 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge : } Q = 0,70 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = 1,5. Q = 1,5 \times 0,70 = 1,05 \text{ KN/ml.}$$

Moment :

$$M_u = Q_u. h = 1,05 \times 0,60 = 0,63 \text{ KN.m}$$

$M_u = 0,63 \text{ KN.m}$Moment d'encastrement.

Calcul à l'E.L. S :

$$N_{ser} = G = 1,84 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ser} = QL^2 / 2 = (0,70 \times (0,6)^2) / 2 = 0,126 \text{ KN.m.}$$

2.2. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre centre de pression et centre de gravité. $e = M_u / N_u = 0,63 / 2,48 = 0,25 \text{ m}$.

$$e = 0,25 \text{ m}$$

$$ht = 10 \text{ cm.}$$

$$e = ht / 6 = 0,10 / 6 = 0,0167 \text{ m} = 1,67 \text{ cm.}$$

$e > ht / 6$la section partiellement comprimée.

2.3. Détermination de ferraillage :

À l'E.L. U :

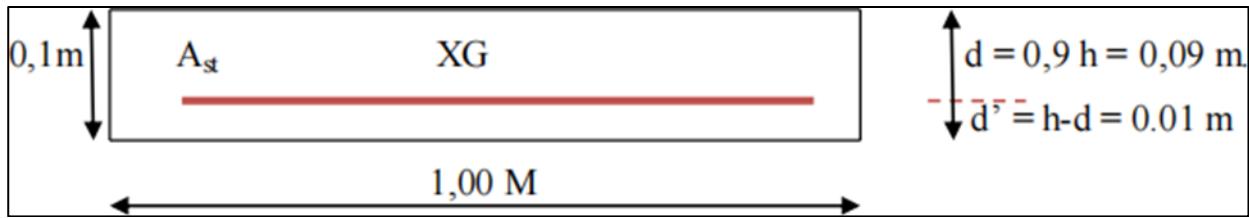


Figure 38: Section à considère dans les calculs.

d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue

Moment de flexion actif (MA) :

$$MA = Mu + Nu (d - ht / 2)$$

$$MA = 0,63 + 2,48(0,09 - 0,1/2) = 0,729 \text{ KN. m.}$$

Moment réduit (μu) :

$$\mu u = MA/b. d^2. Fbc$$

$$Fbc = 0,85. Fc28 / \gamma b .$$

$$Fbc = 0,85 \times 25/1,2 = 17,7 \text{ MPa.}$$

$$\mu u = 0,729 / (1 \times (0,09)^2 \times 17,7) = 0,228.$$

$$0,228 \text{ } 0,259 \text{ pivot A.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires c. à. d: $Asc = 0$

$$Ast = (\frac{Ma}{z} - Nu) / b s$$

$\alpha = 0,0075$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,09 (1 - 0,4 \times 0,0075) = 0,0405 \text{ m.}$$

$$Ast = \frac{\frac{72,90 \times 10^{-5}}{0,0405} - 2,48 \times 10^{-3}}{500} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Ast = 0,32 cm² (Faible section) donc ;

Ast est pris selon la formule de non fragilité.

$$Ast \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \frac{2,1}{500} = 8,7 \text{ cm}^2$$

Donc ; On adopte :

$$Ast = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ T8mm.}$$

Espace St = 25 cm.

Armature de répartition :

$$Ar = Ast / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

Donc On adopte :

$$Ar = 0,51 \text{ cm}^2 = 3T8 / \text{m}$$

Espace St = 33 cm 1

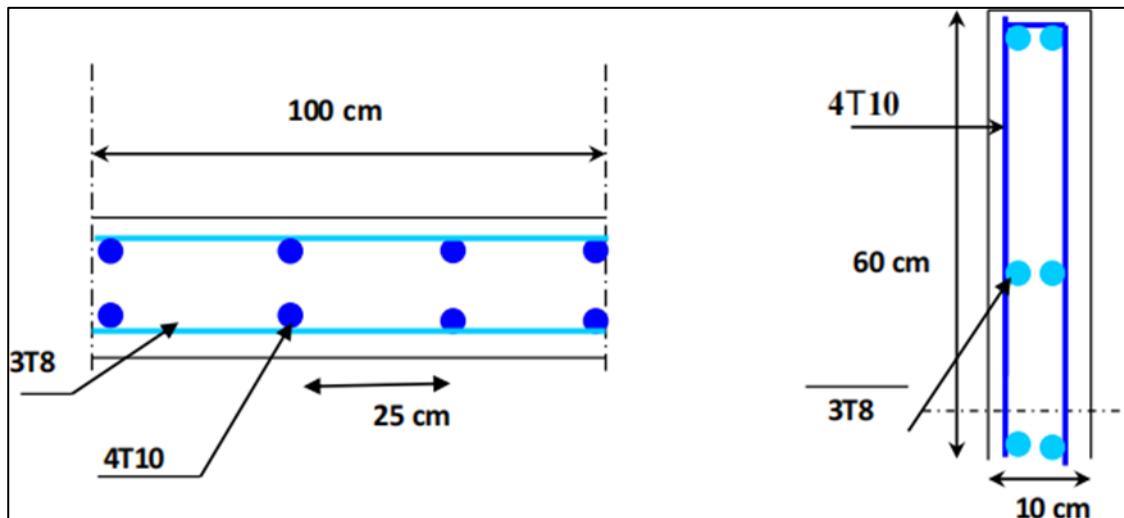


Figure 39 : Coupe de ferraillage de l'acrotère.

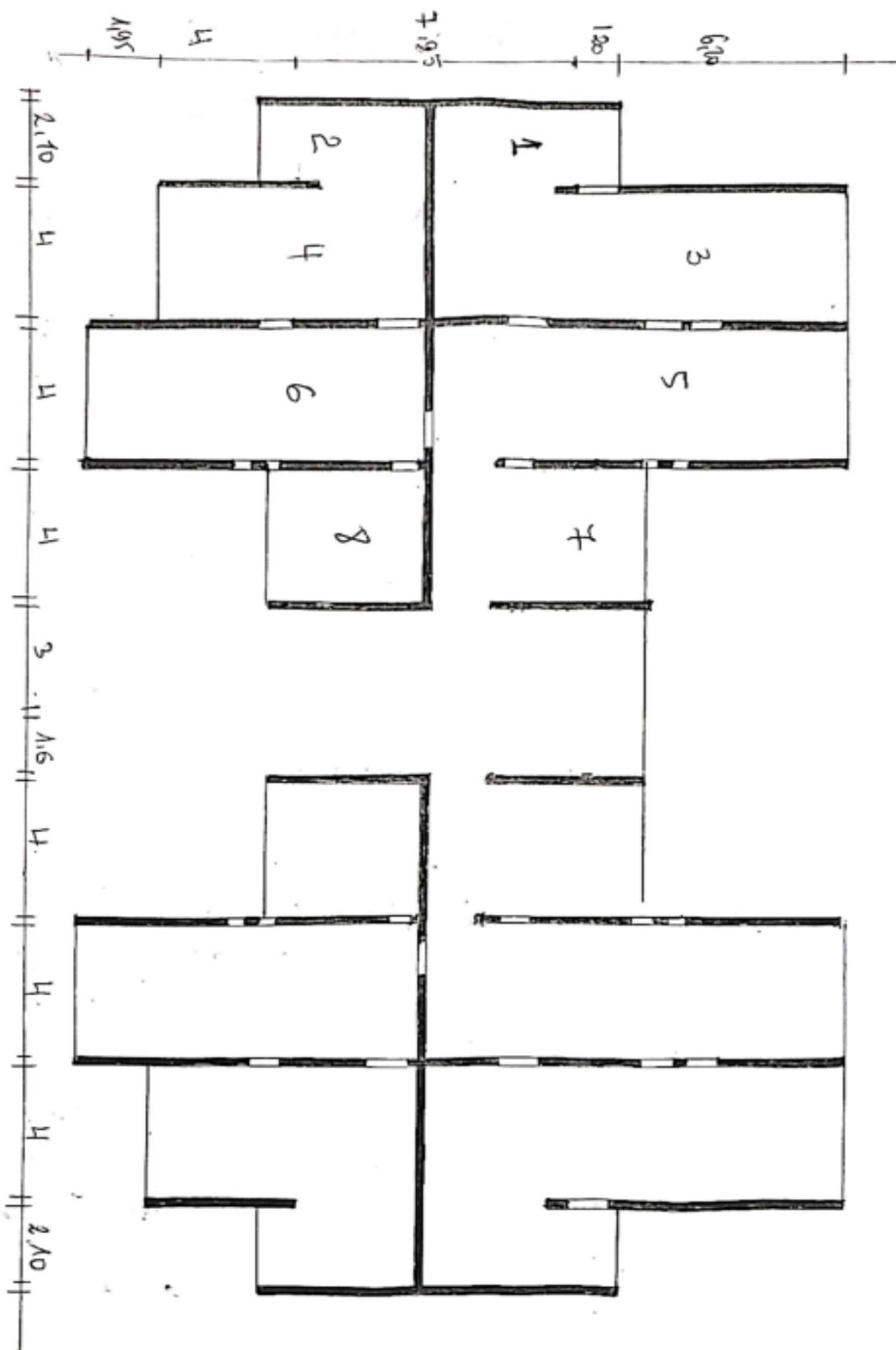
CHAPITRE 4 :

Étude des planchers

1. Méthode des lignes de rupture

NOMENCLATURE DES PANNEAUX DU PLANCHER

لمسوحة ضوئياً بـ CamScanner



1-Introduction :

Les planchers d'étage courant et plancher terrasse forment une dalle pleine et épaisse sur 15 cm. Ces dalles sont généralement appuyées sur 3 côtés par des poutres. Pour calculer le panneau de dalle appuyé sur 3 côtés, le 4ème côté étant libre, on choisit la méthode des lignes de repère.

2-Les conditions d'appuis lignes de rupture coure Règles BAEL 91

révisées 99 :

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi-Encastrement aux appuis, on calculera les moments M_x et M_y par les coefficients Suivants :

Suivant le sens (x) :

$$M_{tx} = 0,75M_x \text{ (en travée)}$$

$$M_{ax} = -0,50M_x \text{ (en appuis)}$$

Suivant le sens (y) :

$$M_{ty} = 0,75M_y \text{ (en travée)}$$

$$M_{ay} = -0,50M_y \text{ (en appuis)}$$

3- Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\varnothing_{max} \leq hd/10$$

Avec $hd = 15 \text{ cm}$ $\varnothing_{max} \leq 1,50\text{cm} = 15 \text{ mm}$ On prendra dans notre calcul : $\varnothing = 8 \text{ mm}$

La distance entre la circonference de l'armature et la paroi extérieure de la Dalle est :

Pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2 \text{ cm}$

Pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1\text{cm}$

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des Armatures de la nappe inférieur serons placées à 1cm de la paroi ($a = 1\text{cm}$).

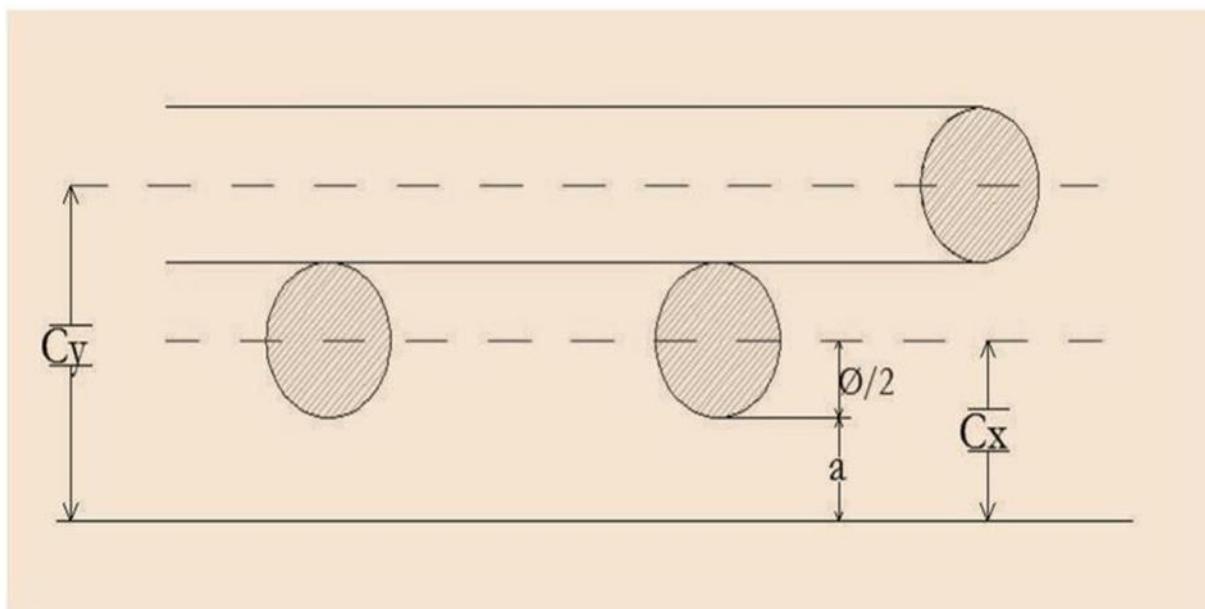
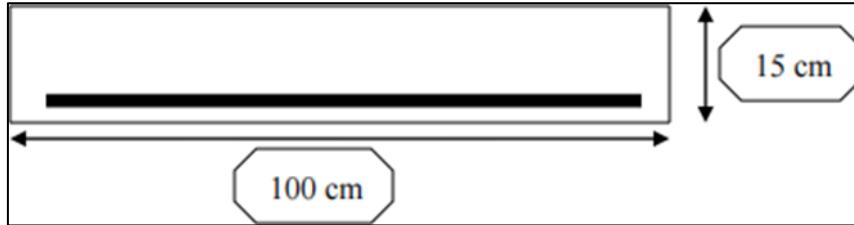


Figure 40 : Enrobage.

$$Cx = a + \frac{\emptyset}{2} \quad Cx = (10 + \frac{8}{2}) = 14 \text{ mm}$$

$$Cy = a + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset \quad Cy = (10 + \frac{8}{2} + 8) = 22 \text{ mm}$$



Les hauteurs utiles

$$d_x = hd - Cx$$

$$d_y = hd - Cy$$

$$dx = 15 - 14 = 13.6 \text{ cm}$$

$$dy = 15 - 2.2 = 12.8 \text{ cm}$$

6 -Calcul des sollicitations :

a-Combinaisons fondamentales :

D'après la descente des charges effectuée dans le chapitre (II); on a :

✓ Planchers terrasse (inaccessible) :

G=7.38 KN/m²	Q=1.00 KN/m²
--------------------------------	--------------------------------

$$\text{ELU : } Pu = 1.35G + 1.5Q \quad \Rightarrow \quad Pu = 1.35 \times 7.38 + 1.5 \times 1.00$$

$$Pu = 11.463 \text{ KN/m}^2$$

ELS : $P_{ser} = G + Q$



$$P_{ser} = 7.38 + 1.00$$

$$P_{ser} = 8.38 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Planchers étage courant :**

G=5.74 KN/m²	Q=1.50 KN/m²
--------------------------------	--------------------------------

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$



$$P_u = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 1.50$$

$$P_u = 9.999 \text{ KN/m}^2$$

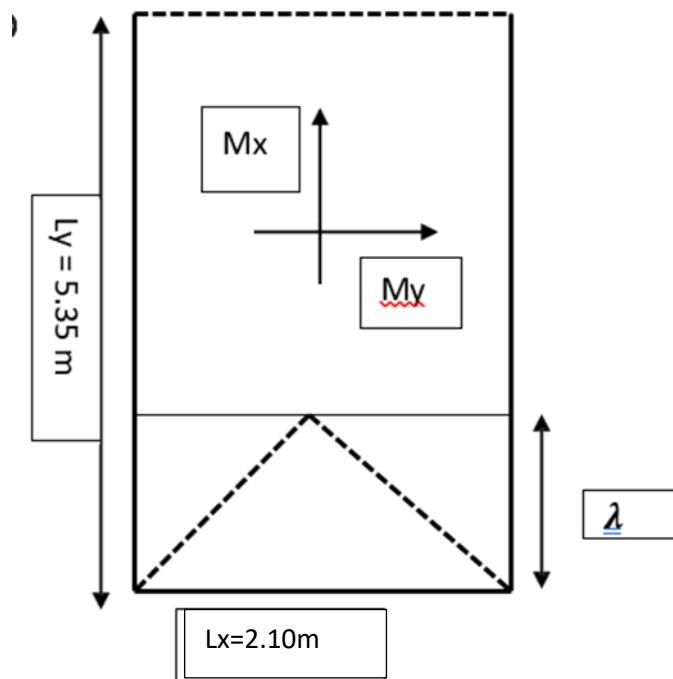
ELS : $P_{ser} = G + Q$



$$P_{ser} = 7.24 \text{ KN/m}^2$$

5. Application numérique :

Panneau 1-2 :



✓ **Planchers terrasse (inaccessible)ELU :** $P_u = 11.463 \text{ KN/m}^2$

$$L_x = 2.10\text{m} \quad L_y = 5.35\text{m} \geq \frac{L_x}{2} = 1.05\text{m}$$

Sens (x-x) :

Pour un panneau de rive : $M_t = 0.75 M_0$; M_e ; $M_w = 0.5 M_0$

$$M_x = p \frac{l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + p \frac{l_x^3}{48} ; \quad M_y = p \frac{l_x^3}{24}$$

Trave:

$$M_x = 37.77 \text{ kN.m}^2$$

Appuis:

$$M_x = 25.18 \text{ kN.m}^2$$

- **Sens (y-y)**

$$M_y = 2.417 \text{ kN}$$

Trave :

$$M_y = 1.812 \text{ kN.m}^2$$

Appuis :

$$M_y = 1.208 \text{ kN.m}^2$$

✓ **Planchers terrasse (inaccessible) ELS : $P_{ser} = 8.38 \text{ KN/m}^2 = 8380 \text{ N.m}^2$**

- **Sens (x-x)**

$$M_x = 24.393 \text{ kN}$$

Trave:

$$M_x = 18.295 \text{ kN.m}^2$$

Appuis:

$$M_x = 12.196 \text{ kN.m}^2$$

- **Sens (y-y)**

$$M_y = 3.977 \text{ kN}$$

Trave:

$$M_y = 2.982 \text{ kN.m}^2$$

Appuis:

$$M_y = 1.988 \text{ kN.m}^2$$

✓ Planchets terrace (inaccessible)

Panneaux	E L U					E L S				
	L _X	L _Y	λ	X→ M _x ^t M _x ^a	y→ M _y ^t M _y ^a	L _X	L _Y	λ	X→ M _x ^t M _x ^a	y→ M _y ^t M _y ^a
1-2	2.10	5.35	1.05	→ 37.77 → 25.15	→ 1.81 → 1.20	2.10	5.35	1.05	→ 18.29 → 12.19	→ 2.98 → 1.98
3	4.00	11.35	2.00	→ 423.37 → 282.25	→ 5.73 → 3.82	4.00	11.35	2.00	→ 896.06 → 597.35	→ 4.18 → 2.79
4	4.00	7.40	2.00	→ 104.28 → 69.52	→ 10.58 → 7.05	4.00	7.40	2.00	→ 208.32 → 138.83	→ 4.18 → 2.79
5	4.00	11.35	2.00	→ 423.37 → 282.25	→ 5.73 → 3.82	4.00	11.35	2.00	→ 896.06 → 597.35	→ 4.18 → 2.79
6	4.00	9.92	2.00	→ 398.80 → 265.85	→ 22.92 → 15.28	4.00	9.92	2.00	→ 107.93 → 71.95	→ 16.75 → 11.17
7	4.00	6.90	2.00	→ 95.68 → 63.79	→ 10.58 → 7.05	4.00	6.90	2.00	→ 69.96 → 46.64	→ 16.75 → 11.17
8	4.00	5.05	2	→ 63.88 → 42.59	→ 22.92 → 15.28	4.00	5.05	2.00	→ 46.71 → 31.14	→ 16.75 → 11.17

✓ Planchets etage:

Panneaux	E L U					E L S				
	L _X	L _Y	λ	X→ M _x M _x ^a	y→ M _y M _y ^a	L _X	L _Y	λ	X→ M _x M _x ^a	y→ M _y M _y ^a
1-2	2.10	5.35	1.05	→60.22 →40.15	→19.95 →13.3	2.10	5.35	1.05	→53.1 →35.4	→2.57 →1.71
3	4.00	11.35	2.00	→150.09 →100.06	→19.99 →13.33	4.00	11.35	2.00	→108.78 →72.52	→14.47 →9.65
4	4.00	7.40	2.00	→280.95 →187.3	→4.99 →3.33	4.00	7.40	2.00	→163.47 →108.98	→3.615 →2.41
5	4.00	11.35	2.00	→150.09 →100.06	→19.99 →13.33	4.00	11.35	2.00	→108.78 →72.52	→14.47 →9.65
6	4.00	9.92	2.00	→128.62 →85.75	→19.95 →13.33	4.00	9.92	2.00	→93.24 →62.15	→14.47 →9.65
7	4.00	6.90	2.00	→83.42 →55.61	→19.99 →13.33	4.00	6.90	2.00	→60.45 →40.3	→14.47 →9.65
8	4.00	5.05	2.00	→55.68 →37.12	→19.99 →13.33	4.00	5.05	2.00	→40.35 →26.90	→14.47 →9.65

6. Determination des armatures:

Planchet terrace (inaccessible)ELU:

EN TRAVEE SENSSE (X-X) = TRAVEE SENSSE (Y-Y) :

$M_{tx}^u = 37.77 \text{ KN.m}^2$	$M_{tx}^{ser} = 18.29 \text{ KN.m}^2$
-----------------------------------	---------------------------------------

6.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{B b c . b . d^2} = \frac{37.77 \times 10^3}{17.7 \times 100 \times 13.5^2} = 0.042$$

$$\mu = 0,043 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\sigma_s = F_s / \gamma_s = 500 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}] = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$A_{tx}^u = \frac{37.77 \times 10^3}{0.98 \times 500 \times 13.5} = 0.833 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a. Calcul des armatures minimales (condition de non-fragilité, CBA91/A4 .2)

$$A_u = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{tx} \text{ minu} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. Conclusion :

$$A_{tx} u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0.83; 7.5) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx} u = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c. Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) \Leftrightarrow e = 45\text{cm}$$

d. Choix des Armatures :

$$A_{axu} = 7.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (10T10). \rightarrow e = 10\text{cm}$$

Plancher terrasse (inaccessible)ELU :

EN APPUI SENSSE (X-X)= APPUI SENSSE (Y-Y)

$$M_{ax}^u = 25.15 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{ax}^{ser} = 12.19 \text{ KN.m}^2$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\pi b c \cdot b \cdot d^2} = \frac{25.15 \times 10^3}{17.7 \times 100 \times 13.5^2} = 0.077$$

$$\mu = 0.077 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{v_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}] = 0,1125$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_{ax}^u = \frac{25.15 \times 10^3}{0.995 \times 500 \times 13.5} = 3.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

f. Calcul des armatures minimales (condition de non-fragilité, CBA91/A4 .2.1) :

$$A_u = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ax} \text{ minu} = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

g. Conclusion :

$$A_{ax} u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (3.76; 7.5) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax} u = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

h. Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) \Leftrightarrow e = 45\text{cm}$$

i. Choix des Armatures :

$$A_{ax} u = 7.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (10T10). \rightarrow e = 10 \text{ cmccrf}$$

7. Etat limite de service (ELS) :

Avant de passer au calcul à l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé σ_b , à la contrainte des aciers σ_s et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

✓ La contrainte des armatures tendues σ_s :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situé dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour oS.

✓ La contrainte maximale du béton comprimé ob :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que :

7.1. Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé ob :

7.2. Conclusion :

La contrainte du béton ob étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ($A_u = 7.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

Vérification de la résistance de vis-à-vis au cisaillement :

$$V_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{11.46 \times 2.10 \times 5.35}{2 \times 5.35 + 2.10} = 10.058 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = \frac{11.46 \times 2.10 \times 5.35}{3 \times 5.35} = 8.022 \text{ KN}$$

$$\tau_x = \frac{v_x}{b \cdot d_x} = \frac{10.058 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.0745 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{v_y}{b \cdot d_y} = \frac{8.022 \times 10^3}{1000 \times 127} = 0.063 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\tau = \min(0.15 F_{cj}/\gamma_b; 4 \text{ MPa})$

$$= \min(0.15 \times 25 / 1.20; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \eta_u = 3.1 \text{ MPa.}$$

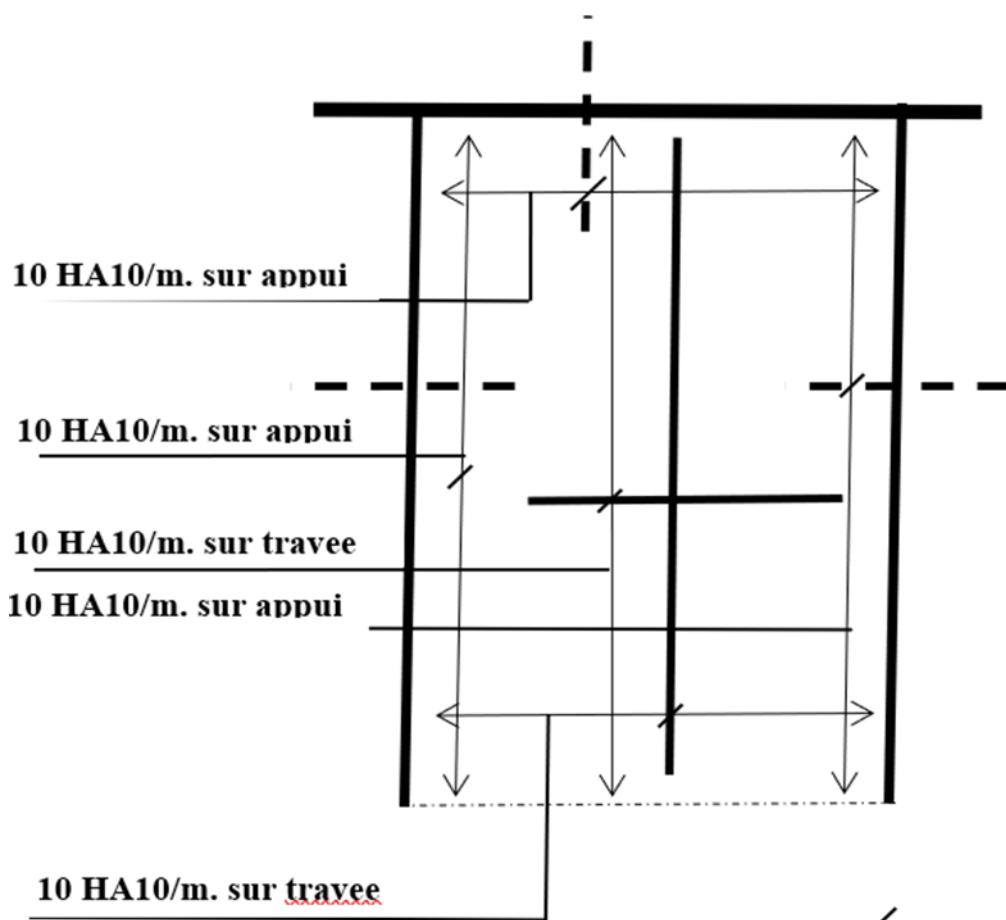
Alors τ_x et τ inférieur à $\tau_y \Rightarrow$ condition vérifier.

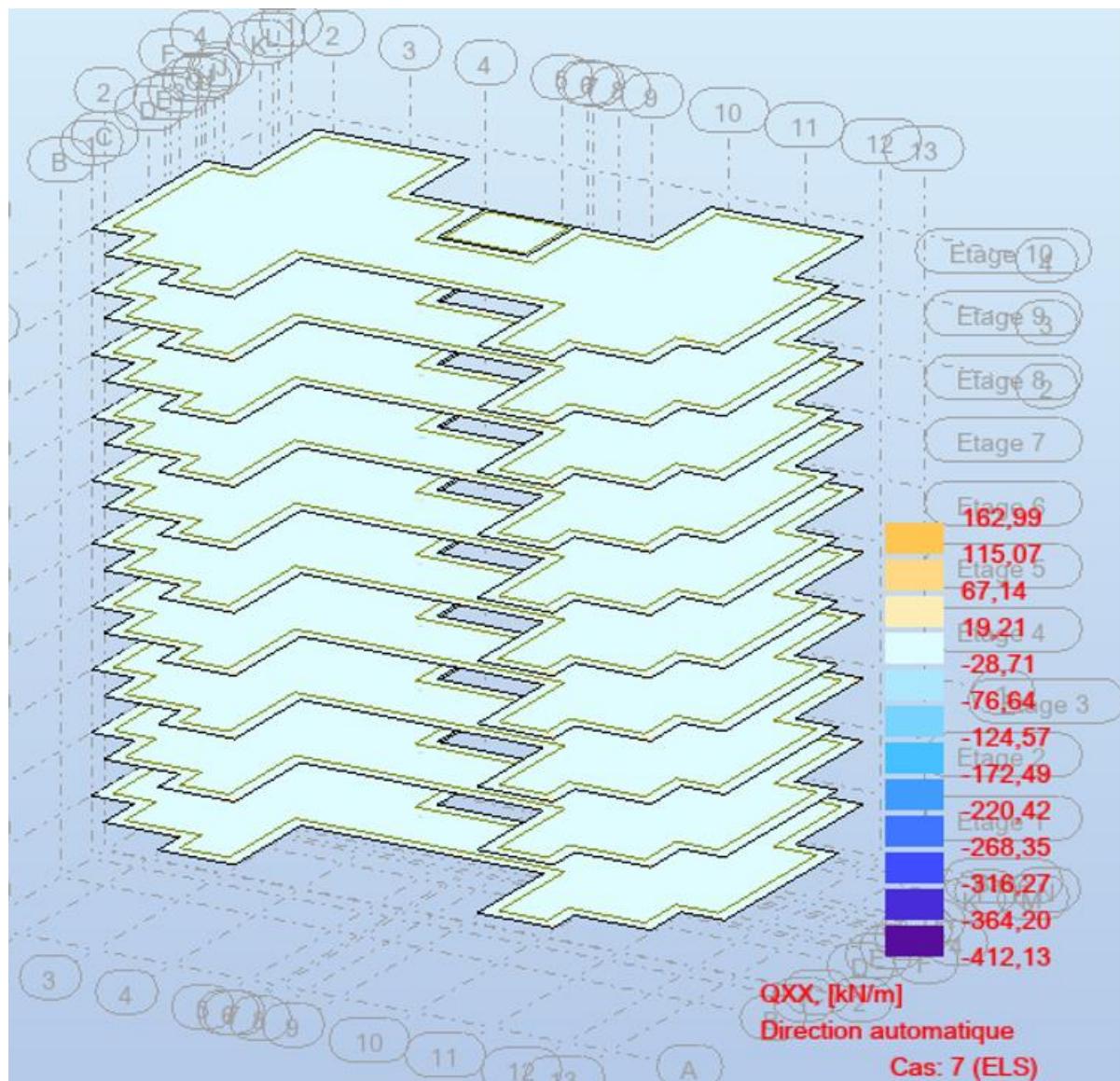
Plancher terrasse ELU

Panneaux	En travée			En appui		
	Acal	Amin	$A_{tx_{max}}^U$	Acal	Amin	$A_{ax_{max}}^U$
1-2	3.76	7.5	7.5:10T10= 7.85	0.29	7.5	7.5:10T10= 7.85
3	2.82	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.86	7.5	7.5:10T10= 7.85
4	2.58	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.69	7.5	7.5:10T10= 7.85
5	2.82	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.86	7.5	7.5:10T10= 7.85
6	2.71	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.75	7.5	7.5:10T10= 7.85
7	2.45	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.61	7.5	7.5:10T10= 7.85
8	2.17	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.43	7.5	7.5:10T10= 7.85

ploncher etage ELU

Panneaux	En travée			En appui		
	Acal	Amin	AtX _{max} ^U	Acal	Amin	AaX _{max} ^U
1-2	0.73	7.5	7.5:10T10= 7.85	0.66	7.5	7.5:10T10= 7.85
3	2.46	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.62	7.5	7.5:10T10= 7.85
4	2.23	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.47	7.5	7.5:10T10= 7.85
5	2.46	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.62	7.5	7.5:10T10= 7.85
6	2.30	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.50	7.5	7.5:10T10= 7.85
7	2.22	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.47	7.5	7.5:10T10= 7.85
8	1.88	7.5	7.5:10T10= 7.85	1.25	7.5	7.5:10T10= 7.85

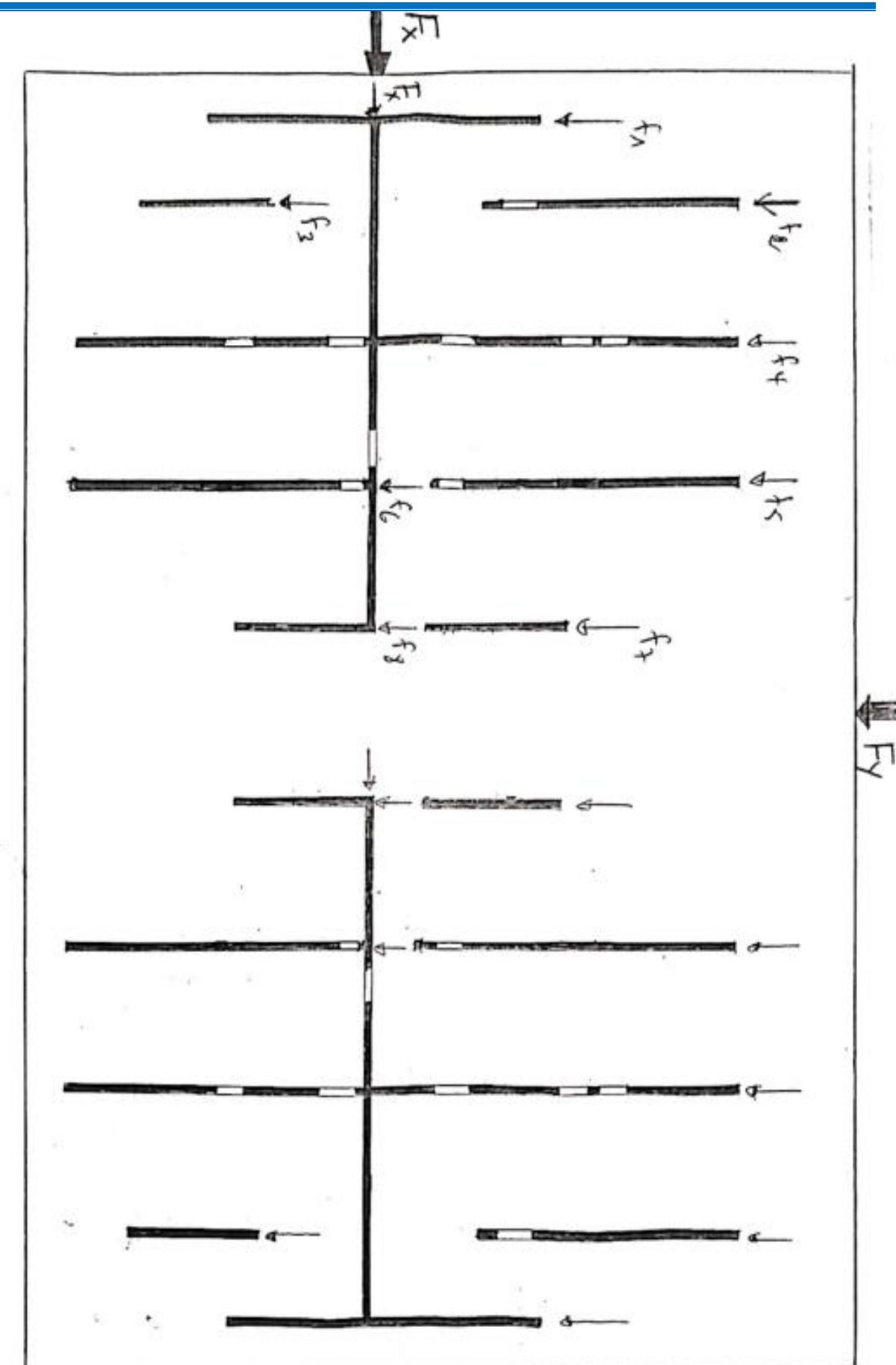




CHAPITRE 5 :

ETUDE SISMIQUE

DISTRIBUTION DES FORCES SISMIGUES



1-Introduction :

Dans le code parasismique algérien, d'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliqués puis procéder à une vérification des déplacements de la structure.

1.2- Etude sismique :

L'étude sismique d'un ouvrage vise à déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure soumise à des vibrations Libres Non Amorties (VLNA) et à établir sa réponse. Cette étude consiste aussi à évaluer les efforts produits par l'action du séisme sur la structure étudiée.

Les Règles Parasismique Algérienne (RPA.2024) préconise et fixe des méthodes de conception et de calcul d'ouvrage en zone sismique à adopter :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

1.3. Modélisation de la structure analysée

Compte tenu de la difficulté et de la complexité que représente le calcul manuel des efforts internes des éléments composant la structure de notre immeuble (moments, efforts normaux, etc.), nous avons utilisé pour réaliser cette tâche l'outil informatique et les différents logiciels de calcul des structures disponibles.

En ce qui concerne l'analyse de notre bâtiment, nous allons travailler avec le code de calcul par éléments finis proposé par le logiciel « Autodesk Robot Structural Analysis ». Ce dernier propose des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction avec un flux de travail fluide et une interface graphique offrant de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes normes en vigueur à travers le monde) RPA99/2024, BAEL,en Algérie)

Le logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis) offre également un avantage incontestable par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions, il

permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, poutre, voile... etc.).

1.4- Description de la modélisation :

Pour la modélisation, nous avons procédé à une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cette tâche, nous avons recherché les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

1.4- Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux s'est faite comme ce qui suit :

- a) Les voiles ont été modélisés par des éléments coques à quatre nœuds.
- b) Les éléments barre (poutres) ont été modélisées par des éléments finis.
- c) Les planchers sont simulés à des diaphragmes souples, et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- d) Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

1.5- Modélisation de la masse

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitations minorées, soit :

$$W = G + 0.2 Q$$

La masse des éléments modélisés est prise de façon implicite en prenant en compte le poids volumique du béton armé, à savoir 2.5 t/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), est introduite manuellement en tant que charge permanente.

1.6- Caractéristiques de la structure et de l'analyse modale :

Les principales caractéristiques de la structure sont :

- Structure classée en groupe d'usage G2.
- Site ferme : sol de catégorie S3.
- Ouvrage se trouvant dans une zone IV (zone de forte sismicité).
- Hauteur de la structure : 30.60 m.

-Système structural composé exclusivement de voiles en béton armé : pourcentage d'amortissement critique $\xi = 10\%$.

-Composante verticale de la force sismique non prise en considération (absence de porte à faux dépassant 1.5 m de portée).

Nombre d'itérations : (40 à augmenter si l'itération ne converge pas)

-Tolérance : 0.0001 (écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant).

-Densité négligée (pour éviter de prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses).

La modélisation de la structure est représentée par la figure IV.1

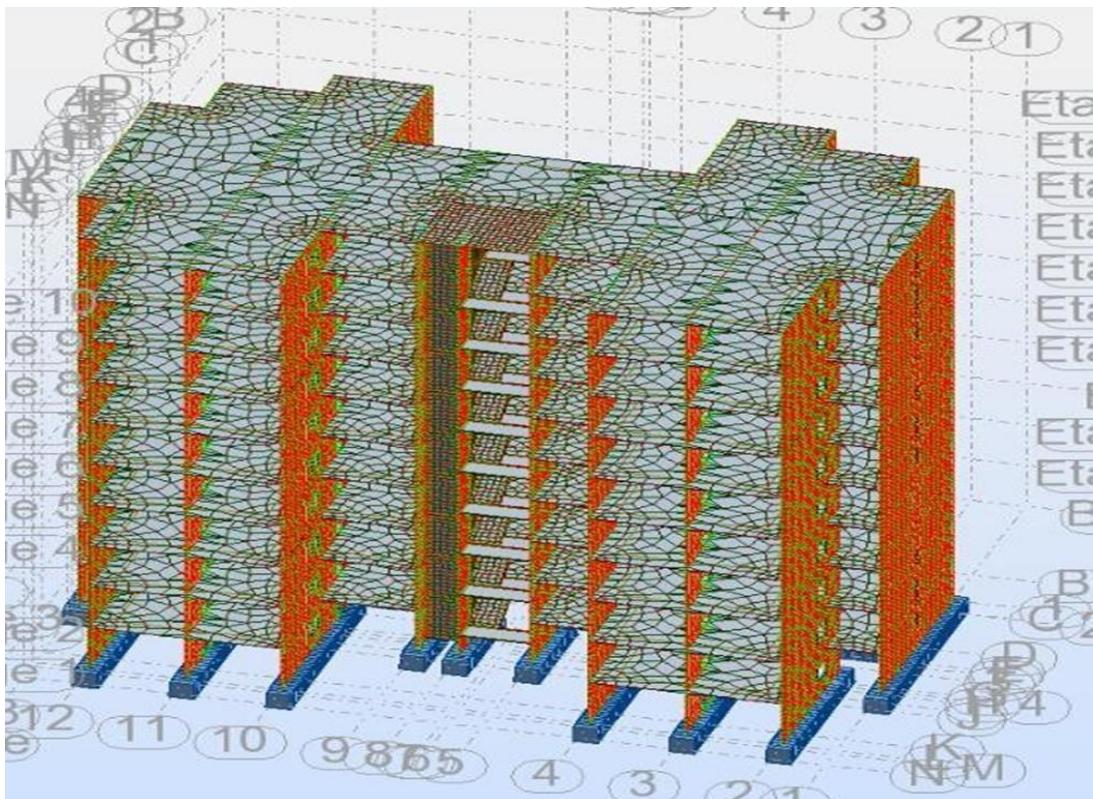


Figure 41 : Modèle 3D de la structure.

Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment, ou bloc étudie, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale a65m en zones (I, II et III) et a32 men zones (IV, V et VI) ; Le bâtiment, ou bloc étudie, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau5

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

Table 5 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente.**La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :****Principe :**

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité, QF.

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

$$\begin{aligned}
 \frac{S_{ad}}{g} (T) &= A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 - \frac{Qf}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T < T_1 \\
 &= A.I.S. \left[2.5 - \frac{Qf}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T < T_2 \\
 &= A.I.S. \left[2.5 - \frac{Qf}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2^2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \\
 &= A.I.S. \left[2.5 - \frac{Qf}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T_2} \right] & \text{Si } T_3 \leq T < T_5
 \end{aligned}$$

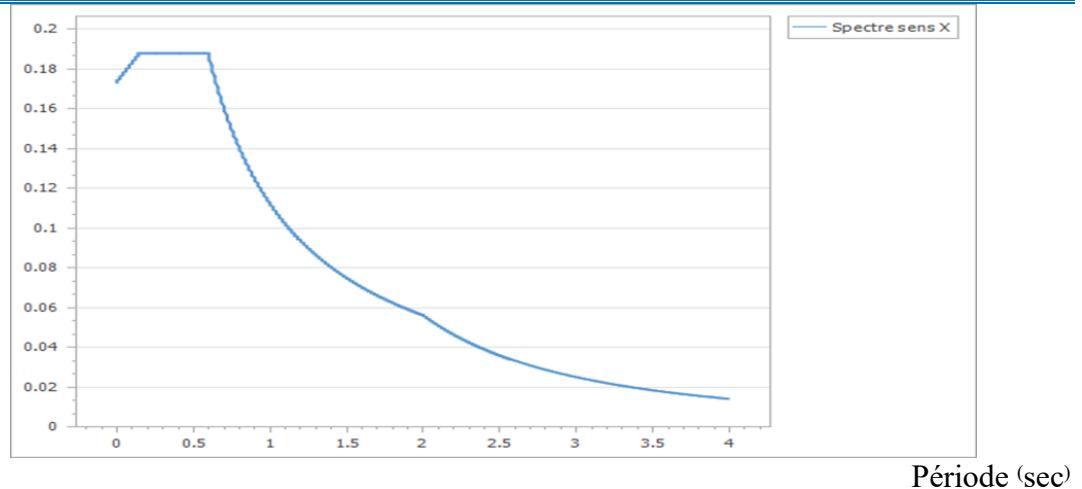
ou :

$\sim(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,

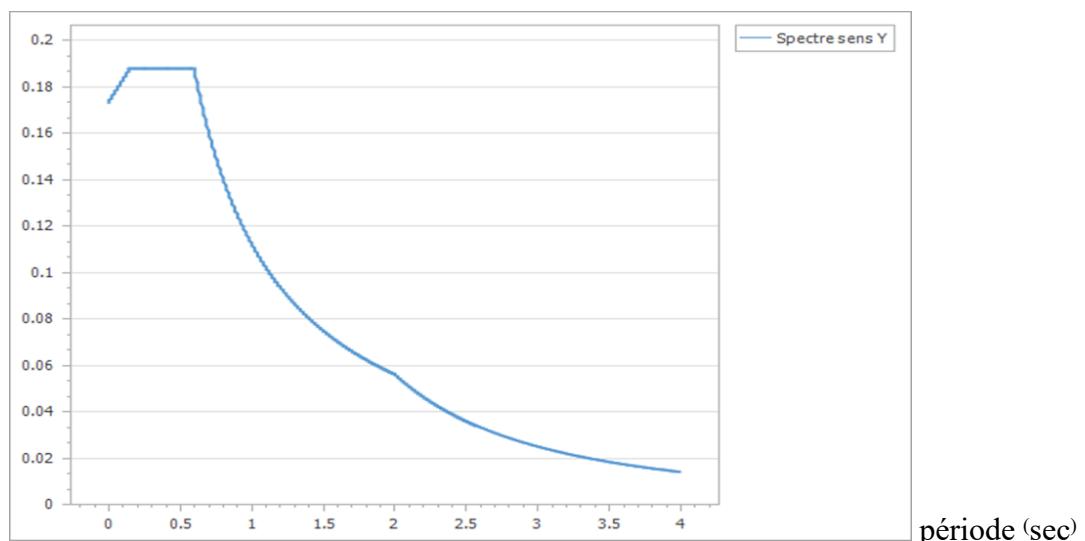
R : coefficient de comportement de la structure

QF : facteur de qualité

Sad/g (T)

**Figure 42 :** Spectre de réponse suivant X.

Sad/g (T)

**Figure 43 :** Spectre de réponse suivant Y.

- **La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes :**

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le reflex « construction parasismique » dès les premières esquisses.

- **Combinaisons DES CHARGE : Article 5.2 PAGE 88/89**

Action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux États Limites.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + \psi \cdot Q$$

où:

G : charges permanentes Q : charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 4.2

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Table 4.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

- **Vérification du comportement dynamique :**
Résultat de l'analyse modale.

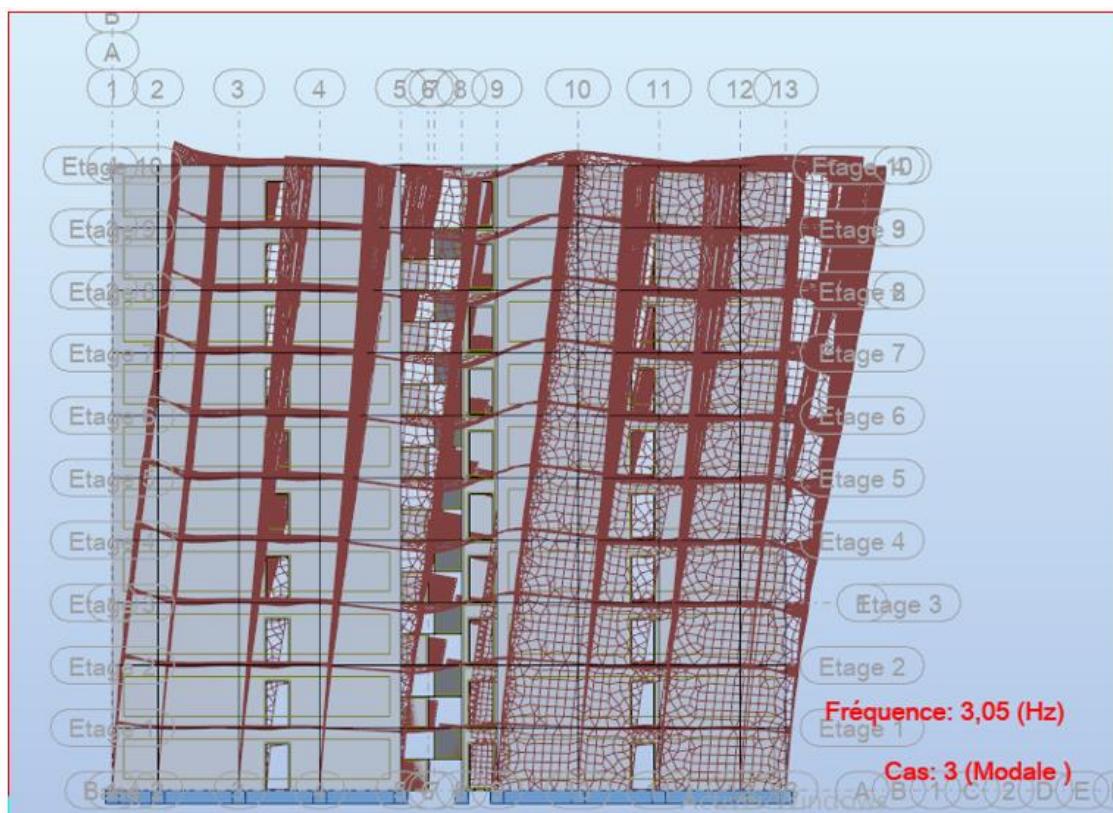
Mode	Période (s)	Masse Cumulée. UX (%)	Masse Cumulée. UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Totale UX (Kg)
1	0.328	59.84	0	59.84	0	5290476.1
2	0.291	73.3	0.01	13.46	0	5290476.1
3	0.273	73.3	69.81	0	69.8	5290476.1
4	0.146	73.3	69.83	0	0.02	5290476.1
5	0.098	89.01	69.83	15.71	0	5290476.1
6	0.091	89.07	70.75	0.06	0.92	5290476.1
7	0.078	89.53	70.75	0.46	0	5290476.1
8	0.07	89.53	87.42	0	16.66	5290476.1
9	0.057	90.99	87.43	1.45	0.01	5290476.1
10	0.056	93.01	87.44	2.03	0.01	5290476.1

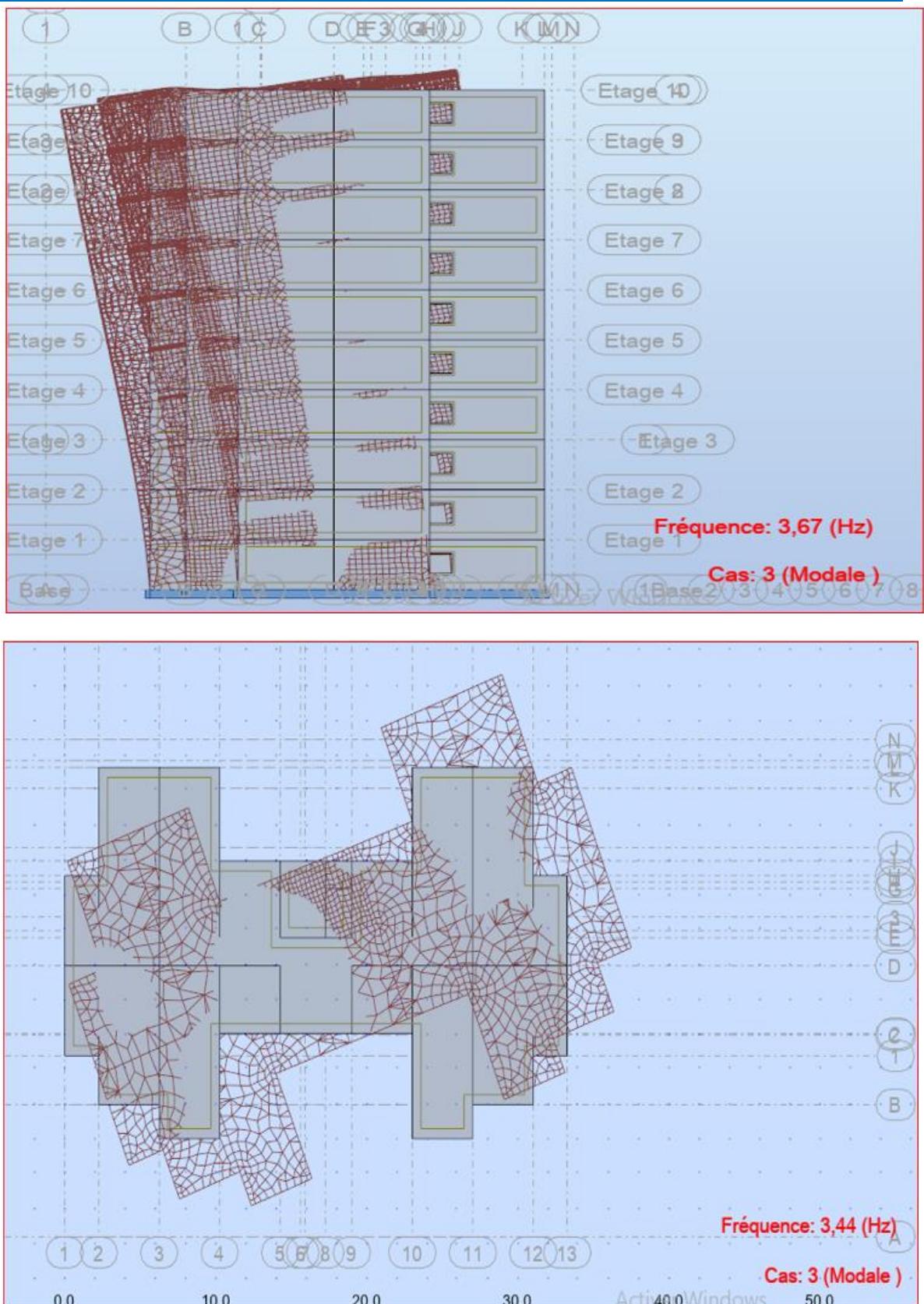
Figure 44 : Périodes et facteurs de participation modale.

Interprétation :

A PARTIR DE ROBOT : Vérifier 2 translations et une torsion

Mode	Comportement	Periode (s)
1	Translation suivant X	0.33
2	Torsion	0.29
3	Translation suivant Y	0.27





TRONSLATION :

si la masse modale dans un des deux premiers modes dépasse 50 pour cent. Dans le UX ou UY

TORSION :

lorsque la masse modale du 3ème mode en UX et UY est proche de zéro « inférieure à 50 pour cent »

Vérification ART 4.3.3 RPA 2024 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions X : Masse cumulée =93.01 %

Direction Y : Masse cumulée =87.44 %

La masse cumulée dans la direction X a dépassé les 90%, tandis qu'elle n'a pas atteint les 90% dans la direction Y. Par conséquent, vous pouvez augmenter le nombre de modes jusqu'à atteindre les 90% dans la direction Y. Si cela s'avère difficile, vous pouvez néanmoins poursuivre les calculs, étant donné que la période du dernier mode est inférieure à 0,2s (RPA v.2024 Art 4.3.3)

Vérification ART 4.3.5 RPA 2024 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale T_0 .

Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

$$V = \lambda \cdot S_{ad/g}(T_0) \cdot W$$

Avec:

$S_{ad/g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

(Cf. § 4.2.4).

λ : Coefficient de correction $\lambda = \{ 0,85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.}$

$\{ 1, \text{ autrement.}$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W ; calcules à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de}$$

niveaux. Où :

$$W_i = W_{Gi} + \gamma p \cdot W_Q. \text{ Pour tout niveau } i \text{ de la structure.}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

β : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et Donne au Tableau (4.2).

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée

partir de formules empiriques ($T_{empiriq11e}$) OU calculée par des méthodes analytiques OU numériques

2. La formule empirique utiliser selon Les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = CT \cdot (h \cdot N)^{3/4}$$

avec :

$T_{empirique}$ [unité en s]: période fondamentale

hN [unités en m] : Hauteur du bâtiment mesurée depuis Les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusque ' au dernier niveau (N).

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par Table (6)

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Table 6 : valeurs du coefficient CT

La valeur de T_0 peut être calculée avec la **formule de Rayleigh** ou une version simplifiée de cette formule :

$$T_{calcul} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \cdot \sum_i^n (F_i \delta_i)}}$$

T_{calc11} /[en s]: période

fondamentale (4.5)

f ; [unités : S.I.]: système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivan te la verticale.

g [unités : S.1.]: accélérations de la pesanteur.

δ ; [unités : m] : flèches horizontales dues aux forces, f_i , calculées a partir d'un modelé élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant asa rigidité. W ; [unités : SJ.] : poids calcule a chaque niveau (i)

- **Version simplifiée de la formule de Rayleigh :**

avec :

T_{calcul} [unités : s]: période fondamentale

$\langle'>N$ [unités: m] : flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

2. Dans le cadre de !' application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les Valeurs de (T_0), calculées a partir des formules de Ray Leigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas depaser de plus de 30% celle estimée a partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)).

La valeur maximale de la période fondamentale, a utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale a(1.3 T empirique).

Le Tableau (4.4) donne les valeurs de la période, (T_0), a utiliser dans la formule de calcul de l 'effort tranchant alla base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 T_{empirique}$

Table 7 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de !' effort tranchant a la base V

Application de La méthode :

Paramètres de calcul sismique :

- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il dépend de la zone et le groupe d'usage du bâtiment, Donné par le Tableau 4-1 du RPA2024.

La zone d'implantation de notre structure est située à Sétif, classée zone IV (Moyenne à elever) sur la carte de zonage sismique algérienne.

Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (Bâtiments d'importance moyenne) d'après le même règlement.

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses et/ou d'argile moyennement raide de plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement $180\text{mas} < Vs30 \leq 360\text{mas}$

Coefficient d'accélération de zone A =0.2 Coefficient d'importance I=1

Coefficient de site S =1.3bar

Limite inférieure des périodes $T_1 = 0.15$ (s)

Limite supérieure des périodes $T_2 = 0.6$ (s)

Début de la branche à déplacement spectral constant $T_3 = 2.0$ (s)

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)		A _v .I (vertical)		
	Catégorie d'Importance				
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v , est obligatoire lorsque ($A_v.I.g$) dépasse **0.25 g**

Table 8 : Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance (en l'absence d'effet topographique i.e. lorsque ST = I)

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (5.6) (cf. Eqn. (1.2) & Annexe I).

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Table 9 : Valeurs des coefficients d'importance.

Le spectre, selon la zone sismique :

Type 1 : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI

Spectre	type	1	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>						
site: S_1		1.00		0.10	0.40	2.0
site: S_2		1.20		0.10	0.50	2.0
site: S_3		1.30		0.15	0.60	2.0
site: S_4		1.35		0.15	0.70	2.0

Table 10 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le tableau suivant donne la distribution des efforts tranchants sur les poteaux et sur les voiles dans l'étage de base du bâtiment :

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Table 11 : Valeurs du coefficient de comportement, R

Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
Etage 1	0	7928.45	0	7861.37

Direction X :

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **0,00%** Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **100,00%** Donc notre système est : 05-Système de contreventement constitué par des voiles **Rx = 4.5** et la catégorie est : **b**

Direction Y :

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **0,00%** Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **100,00%** Donc notre système est : 05-Système de contreventement constitué par des voiles **Ry = 4.5** et la catégorie est : **b**

1- Calcul du facteur de Qualité :

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = \frac{6}{1 + \sum_{q=1}^P q}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".
Ses valeurs sont données aux tableaux suivants :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

TABLEAU 5. 9 Valeurs des Pondérations P q

Sens X :

Critère	Pénalité	Condition
Régularité en plan	0.05	Condition non vérifiée
Régularité en élévation	0.20	Condition non vérifiée
Redondance en plan	0.05	Condition non vérifiée

$$Qfx = 1.30$$

2- Sens Y :

Critère	Pénalité	Condition
Régularité en plan	0.05	Condition non vérifiée
Régularité en élévation	0.20	Condition non vérifiée
Redondance en plan	0.05	Condition non vérifiée

$$Qfy = 1.30$$

3- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3. de l'RPA 2024 La force sismique totale, V, appliquée à la base de

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

Avec :

: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

λ : Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2

niveaux $T_0 \leq (1.2)$

1, autrement

Pour notre cas $\lambda = 0.85$

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment.

4- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale est calculée par les deux formules suivantes :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h^{3/4}$$

$$C_T: \text{Autres types structures} = 0.050, \quad h N = 30.60 \text{ m}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.050 \times 30.60^{3/4}$$

$$= 0.65 \text{ s}$$

Les périodes analytiques trouvées par le logiciel Robot :

$$T_{\text{analytique-x}} = 0.33 \text{ s} \quad T_{\text{analytique-y}} = 0.29 \text{ s} \quad 1.3T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique-x}} = 0.33 \text{ s} < 1.3T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s} \dots \text{condition vérifier.}$$

$$T_{\text{analytique-y}} = 0.29 \text{ s} < 1.3T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s} \dots \text{condition vérifier.}$$

Dans :

$$T_0 = T_{\text{calcul}}$$

Selon le tableau 4.4 de l'RPA2024 on conclut que :

Limite inférieure des périodes $T_1 = 0.15 \text{ (s)}$, Limite supérieure des périodes $T_2 = 0.6 \text{ (s)}$

$$(\text{site meuble S=3}) \Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ (s)} \leq T_{\text{calcul-x}} = 0.429 \text{ s} < T_2 = 0.6 \text{ (s)}$$

$$Sa/g(T_0-x) = A.I.S. [2.5 Qf/R]$$

$$= 0.2 \times 1 \times 1.3 [2.5 \times \frac{1.30}{4.5}] = 0.19$$

$$Sa/g(T_0-Y) = A.I.S. [2.5 Qf/R]$$

$$=0.2 \times 1 \times 1.3 \times [2.5 \times \frac{1.30}{45}] = 0.19$$

5- Calcul du poids sismique total du bâtiment (RPA2024 Art. 4.2.3) :

$$W = \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \quad \psi = 0.30$$

Pour notre cas $W = 51\ 899.57$ KN

A partir de ces paramètres on obtient les forces sismiques calculées par la méthode statique équivalente :

$$V_x = 0.85 \times 0.19 \times 51\ 899.57 = 8\ 381.78$$
 KN

$$V_y = 0.85 \times 0.19 \times 51\ 899.57 = 8\ 381.78$$
 KN

6- Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

V (dynamique) > 80% V (statique).

$$V_{DX} = 8\ 381.78$$
 KN > 0,8 $V_X = 6705.424$ KN

$$V_{DY} = 8\ 381.78$$
 KN > 0,8 $V_Y = 6705.424$ KN

Sens	V (KN)	80%*V (KN)	E (KN)	Vérification
X	8 381.78	6 705.42	7 928.45	Condition vérifiée
Y	8 381.78	6 705.42	7 861.37	Condition vérifiée

Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3,06 cm).

$$-\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

$$-\nabla_k =$$

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

ou:

δ_{ek} : Déplacement élastique d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents aux forces sismiques F ; (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à

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

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

On remarque que les déplacements relatifs Δ_k ne dépassent pas 1 % de la hauteur d'étage.

Etage	Hauteur	Δ_k (cm)	$\Delta_k < 1.5\% * \text{Hauteur}$
Etage1	3.06	0.16	Condition vérifiée
Etage2	3.06	0.23	Condition vérifiée
Etage3	3.06	0.26	Condition vérifiée
Etage4	3.06	0.29	Condition vérifiée
Etage5	3.06	0.30	Condition vérifiée
Etage6	3.06	0.30	Condition vérifiée
Etage7	3.06	0.29	Condition vérifiée
Etage8	3.06	0.27	Condition vérifiée
Etage9	3.06	0.25	Condition vérifiée
Etage10	3.06	0.23	Condition vérifiée

TABLEAU 5.10 Vérification des déplacements latéraux inter étages

Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : RPA 2024 Art 5.5

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$\text{Moment}_{\text{stabilisant}} > 1.3 * \text{Moment}_{\text{renversant}}$$

1- Calcul du moment stabilisant :

$$\text{M stabilisant : Le moment renversant} = M_S = W \times L/2$$

Poids de la structure	Poids additionnel de l'infrastructure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
W (KN)	Wi(Kg)	Xg (m)	Yg (m)	M _{stab-x} (KN)	M _{stab-y} (KN)
51 899.57	0.00	16.63	10.84	863089.8491	562591.3388

7- Calcul du moment de renversement :

$$M_{\text{Renversement}} : \text{le moment de renversement de la structure} = \sum F_k * H_k$$

$$F_I = \frac{(V_{\text{Ft}}) . W . h_i}{\sum_1^n W_j h_j}$$

Fk : la force sismique associée au niveau K

Hk : est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

Chapitre 5

Etude sismique

Etage	Niveau (m)	V-x (KN)	F-x (KN)	V-y (KN)	F-y (KN)	Mren-x (KN.m)	Mren-y (KN.m)
Etage 1	3.06	7928.45	107.29	7861.37	72.260 000000 0002	327.23 45	220.3930000 00001
Etage 2	6.1	821.16	262.72	7789.11	206.46	1602.5 92	1259.406
Etage 3	9.15	7558.44	405.37 99 999999 9 9	7582.65	357.74	3709.2 26 999999 9 9	3273.321
Etage 4	2.2	7153.06	534.24 00 000000 0 1	224.91	503.38 999999 9999 000000	6517.7 28 0 1	6141.357999 99999
Etage 5	15.25	6618.82	662.17	6721.52	640.6	10098. 0 925	9769.150000 00001
Etage 6	18.3	5956.65	8.8899 99 999999	6080.92	782.41	14619. 6 87	14318.103
Etage 7	21.35	5157.76	951.40 00 000000 0 1	5298.51	947.16	20312. 3 9	20221.866
Etage 8	4.4	4206.36	1126.5 8	4351.35	1143.1 6	27488. 5 52	27893.104

Etage 9	27.54	3079.7 8	1325.54	3208.1 9	1366.4 5	36386.0 73	37509.052 5
Etage 10	30.60	1754.2 4	754.24	1841.7 4	1841.7 4	53504.3 2	56173.07

1- Tableau récapitulatif :

Mren-x [KN.m]	Mstab-x [KN.m]	Mstab > 1,30 * Mren
174 565.90	863 089.85	Condition vérifiée
Mren-y [KN.m]	Mstab-y [KN.m]	Mstab > 1,30 * Mren
176 778.82	562 591.34	Condition vérifiée

Tableau V.10: Vérification de la stabilité au renversement

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 2024 Article 5.9

Les effets du 2^e ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

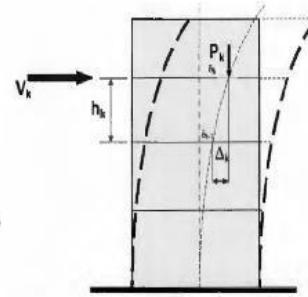
$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0.10$$

avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur du niveau « k ».



b. Δ_k défini comme :

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

TABLEAU 5. 11 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Etage	Hauteur (m)	P (KN)	Δk-x (cm)	Δk-y (cm)	V-x (KN)	V-y (KN)	Θx	Θy	Θ < 0,10
Etage 1	3.05	52926.05	0.16	0.08	7928.45	7861.37	0.001	0.0005	Condition vérifiée
Etage 2	3.05	47612.3	0.23	0.14	7821.16	7789.11	0.0013	0.0008	Condition vérifiée
Etage 3	3.05	42399.02	0.26	0.18	7558.44	7582.65	0.0014	0.001	Condition vérifiée
Etage 4	3.05	37185.99	0.29	0.21	7153.06	7224.91	0.0014	0.001	Condition vérifiée
Etage 5	3.05	31972.7	0.3	0.23	6618.82	6721.52	0.0014	0.001	Condition vérifiée
Etage 6	3.05	26759.54	0.3	0.23	5956.65	6080.92	0.0013	0.001	Condition vérifiée
Etage 7	3.05	21547.24	0.29	0.23	5157.76	5298.51	0.0012	0.0009	Condition vérifiée
Etage 8	3.05	16333.07	0.27	0.23	4206.36	4351.35	0.001	0.0008	Condition vérifiée
Etage 9	3.05	11120.55	0.25	0.21	3079.78	3208.19	0.0009	0.0007	Condition vérifiée
Etage 10	3.05	5906.39	0.23	0.2	1754.24	1841.74	0.0007	0.0006	Condition vérifiée

TABLEAU 5. 12 Tableau de l'effort p-delta

X Conclusion

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir ;

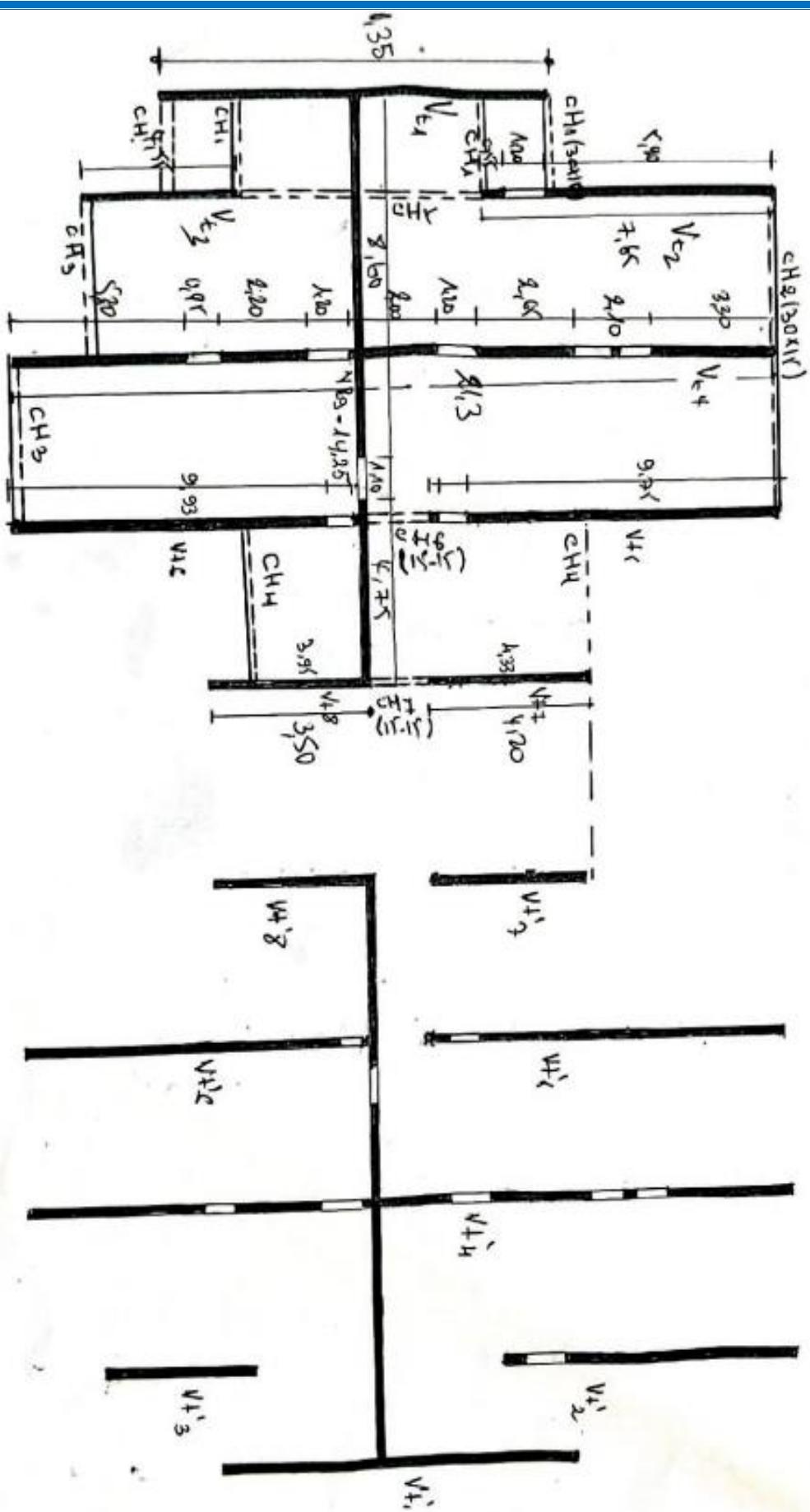
- 1- Vérification de la participation massique.
- 2- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- 3- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- 4- Condition sur l'effet P-Δ est vérifiée dans les deux sens
- 5- Déplacements latéraux inter étages est vérifiés
- 6- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquates.

CHAPITRE 6 :

ETUDE DES ELEMENTS DE CONTERVENTEMENT

NOMENCLATURE DES VOILES ET CES DIMENSIONS



1- Calcul des poutre noyées

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 25\text{cm} \quad b = 30\text{ cm} \quad h = 15\text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.00 \quad 0.5 \leq 4.00\text{cm}$$

$$b_{\max} \leq (1.5h + b) = 52.5\text{cm}$$

Pour notre cas on va ramener une hauteur de 15cm, car notre bâtiment est contreventé Par des voiles porteurs. **RPA99 (A.7.5.1)**

Pour la largeur de la poutre noyée, on prend 15cm (sous murs intérieures) et 30 cm (sous murs extérieures).

2- Ferrailages des poutre noyées

2.1 Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

est de : 4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de dia 11 et 12 111111 (dans les

Zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;

- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

- h. Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre $\varnothing 1$, est de :

- $(50\varnothing 1)$ en zones I, II et III
- $(60\varnothing 1)$ en zones IV, V et VI

-la longueur minimale de recouvrement est de : 60ϕ en

zone IV $A_v \geq 0.6\% \times b \times h = 0.6\% \times 30 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$

On prend : $A_v = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \text{ choisi} = 3T12$

2.2 Armatures transversales :

h : hauteur de la poutre

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(0.42; 3; 1.20) = 0.42$$

$$\Rightarrow \phi_t = 2\phi_8 = 1.01$$

RPA99V2024 : espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$

-Zone Courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :

S_t : Espace entre barres transversales.

b : Largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

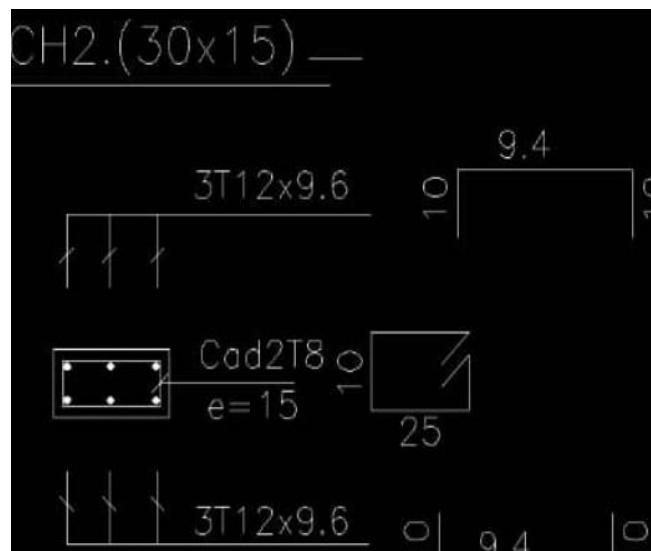
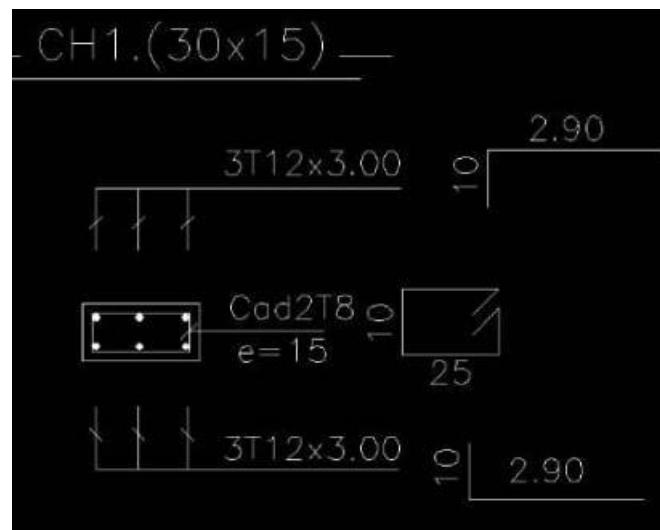
$$S_t \leq \min (3.75 \text{ cm} ; 12 \phi_{\min} ; 30 \text{ cm})$$

$$= \min (3.75 \text{ cm}; 12 \cdot 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$= 3.75 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$



Etude des voiles

1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, du au fait qu'elles attirent généralement des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux.

De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagérés. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable (Figure 3.1).

Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par portiques.

3.3. Avantages des voiles Les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance et la stabilité de la construction vis-à-vis aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

3.4. Notons pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux structures en portiques :

3.5. - augmente la rigidité de construction.

3.6. - grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

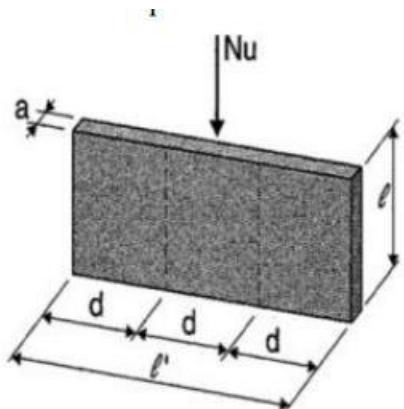
3.7. - lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de

réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

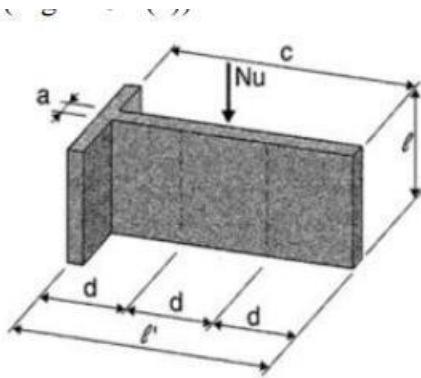
3.8. - la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité

dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux.

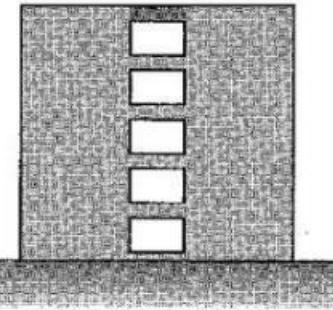
qu'une construction à portiques, puisque les voiles remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.



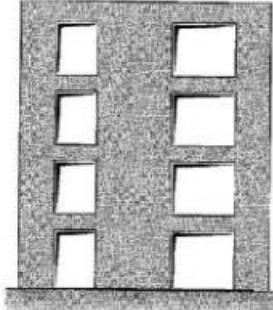
(a) : Voile sans raidisseur.



(b) : Voile avec raidisseur.



(c) : Voile avec une seule file d'ouverture.



(d) : Voile avec plusieurs files d'ouverture.

FIGURE 6. 1 Classification des voiles.

Ainsi que, il existe plusieurs formes des voiles en béton armé. Forme en U, en L, en H, Rectangulaire, rectangulaire plus poteau, rectangulaire plus deux poteaux...etc. La Figure 6.2 présente les formes des voiles en béton armé les plus rencontrées à la pratique

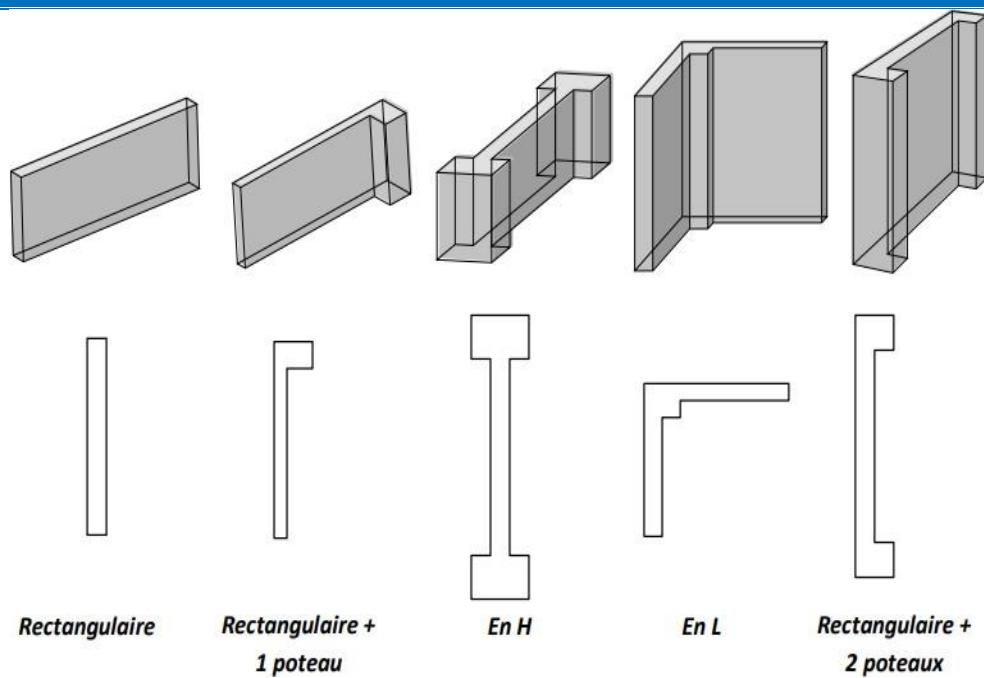
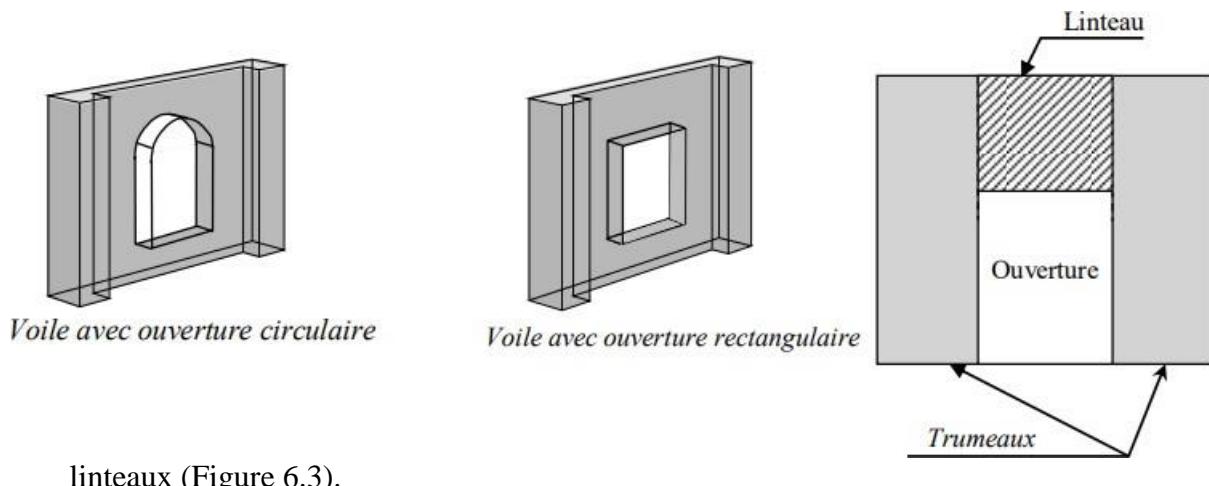


FIGURE 6. 2 Formes des voiles en béton armé.

Comme il existe des voiles en béton armé, avec ouvertures de formes circulaires ou rectangulaires, ce qui donne la définition des trumeaux et des



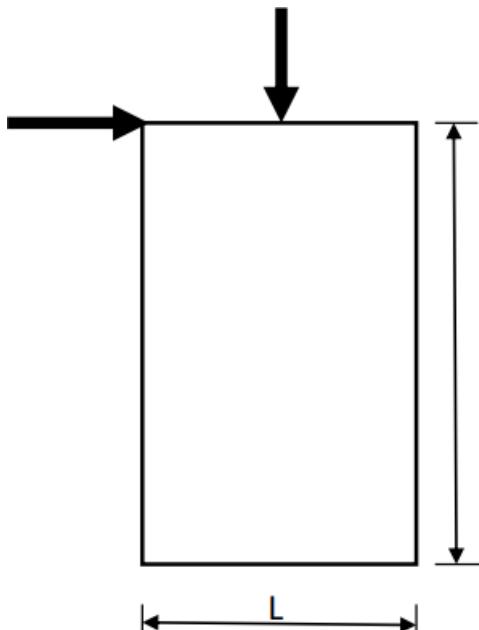
linteaux (Figure 6.3).

FIGURE 6. 3 Formes des voiles en béton armé avec ouvertures

2. Classification des voiles

Les voiles en béton armé sont classés en quatre catégories :

- Voiles pleins ou voiles sans raidisseur (Figure 6.1(a)).
- Voiles avec raidisseur (Figure 6.1(b)).
- Voiles avec une seule file d'ouverture (Figure 6.1(c)).
- Voiles avec plusieurs files d'ouvertures (Figure 6.1(d)).



Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile en béton armé sont les suivants :

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile (h/L),
- la disposition et le pourcentage et des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h/L > 2$) et les voiles courts ($h/L < 2$).

8- Les sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composé sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en hors des armatures).

Soit on aura :

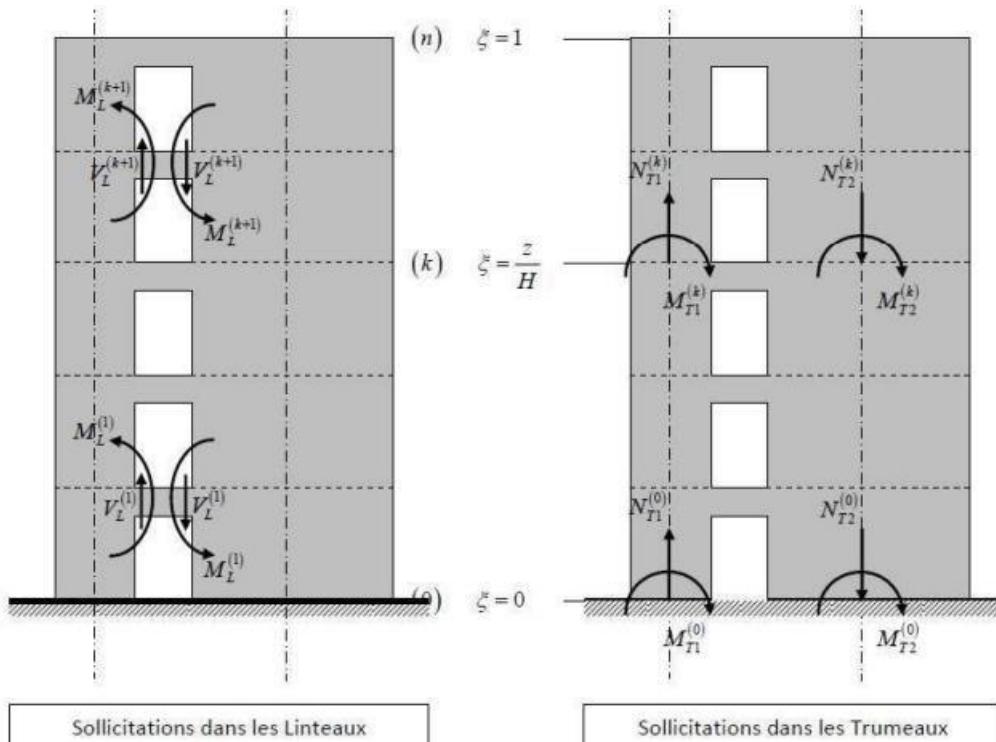
- Section entièrement tendue (SPT).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement

comprimée (SEC). Tout

en admettant que :

- $N < 0$: un effort de compression.
- $N > 0$: un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.



3. Ferraillage des voiles

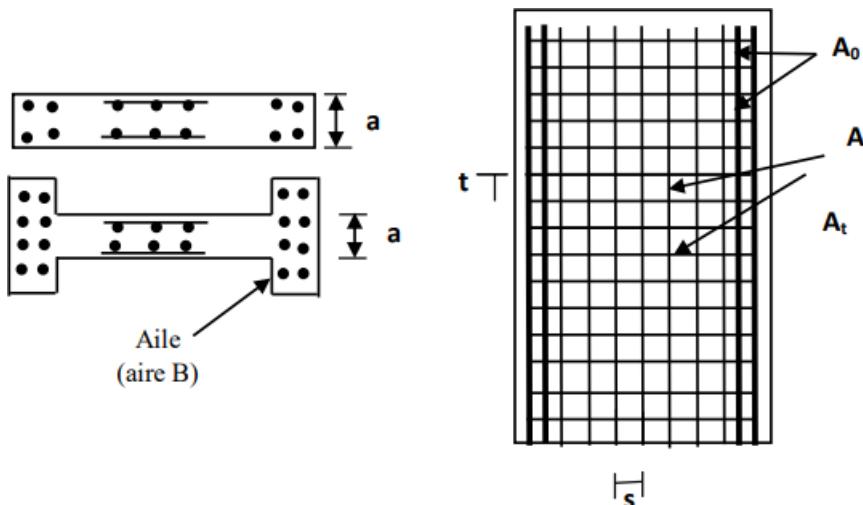
Le modèle le plus simple d'un voile en béton armé est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V

Constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant M qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage $\square 0$),

d'armatures verticales uniformément reparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales (pourcentage ρ_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction /compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistante à l'effort



Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0 / B$
Verticales réparties	A	$\rho = A / a.s$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t / a.t$

tranchant. La Figure 3.10 présente la disposition des armatures dans un voile.

FIGURE 6.5 Disposition de ferraillage dans un voile en béton armé

Coefficients parties de sécurité

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants :

- d. Acier : $Y_s = 1.00$
- e. Béton : $Y_b = 1.20$

**- Ferrailages des voiles et des
trumeaux Dispositions générales**

Les trumeaux et Les voiles seront calcules en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est Imite par la prescription . (7. 11). Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fix es au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant !es règles de béton arme en vigueur; en outre :

- Les voiles élances correspondent a($hw/l_{..} > 2.0$) : le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donne par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d' une distance égale a la hauteur (her) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voi les courts correspondent a($hw/lw ::::; 2.0$).
- Les voiles de grandes dimensions correspondent a (($hW/lw ::::; 2/3$) (cf. Annexe D).

Commentaire (1) : Les voiles courts et Les voiles de grandes dimensions, il n 'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.

Commentaire (2): L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- *la première étape consiste a. avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal it la base*
- a. celui au. sommet.*
- *La deuxième étape consiste it décaler cette enveloppe linéaire verticalernent par la hauteur critique.*

Le diagramme du. moment fléchissant, pour Les system.es FGH a. contreventement mixte, peut éventuellement être negatifdans Les étages supérieurs (cf Figure (7.J3b)).

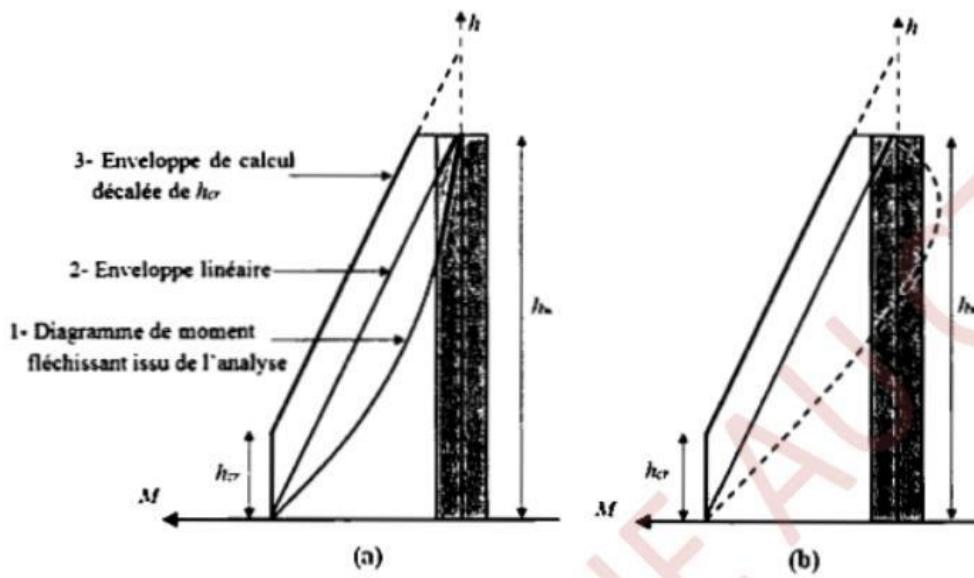


FIGURE 6.6 Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

La hauteur, her , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (cf. Figure (7.13)):

$$her = \max(lw ; hw)$$

6 (7.22) et:

2. lw

$$\begin{aligned} he: & \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux } 2.he: \\ & \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{aligned} \quad (7.23)$$

ou:

- h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats;
- h_w est la hauteur totale du voile (cf. Figure (7.14)).

Pour les systèmes contreventement mixte, contenant des voiles élancées, l'enveloppe de calcul

modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure (7.15)

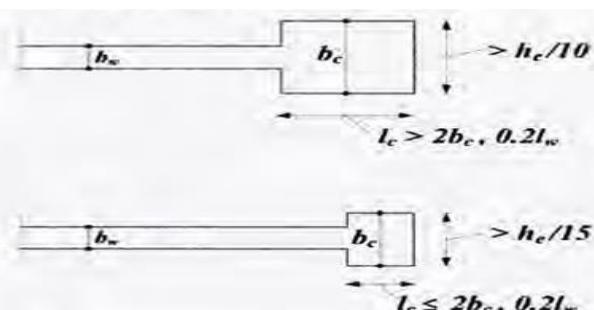


Figure 7.17: Epaisseur minimale des éléments de rive confinés

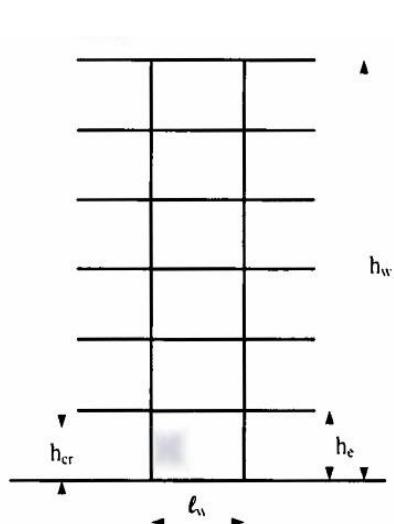


Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

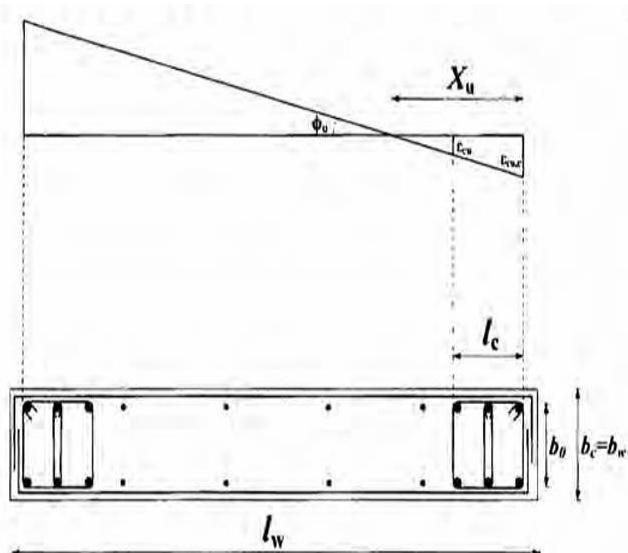


Figure 7.16: Éléments de rives pour les voiles

Comm.en.faire : L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts Iran. Chants est construite en trois étapes:

- La première étape consiste a. amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste a. maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale a. ($h_w/3$).

La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre ($h_{..} / 3$) et le sommet du voile. L'enveloppe de calcul modifiée pour Les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes contreventement mixte. Cette modification est Fai te pour tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

En addition aux spécifications du § 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon En.(7.12) & (7.13):

$$\tau_b \leq 0,20f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{v}{b_0 \cdot d}$$

avec:

- a. $V = 1.4V_u \text{ calcul}$
- f. bw : épaisseur du linteau ou du voile
- g. d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h. h : hauteur totale de la section brute

- Ferrailages des linteaux

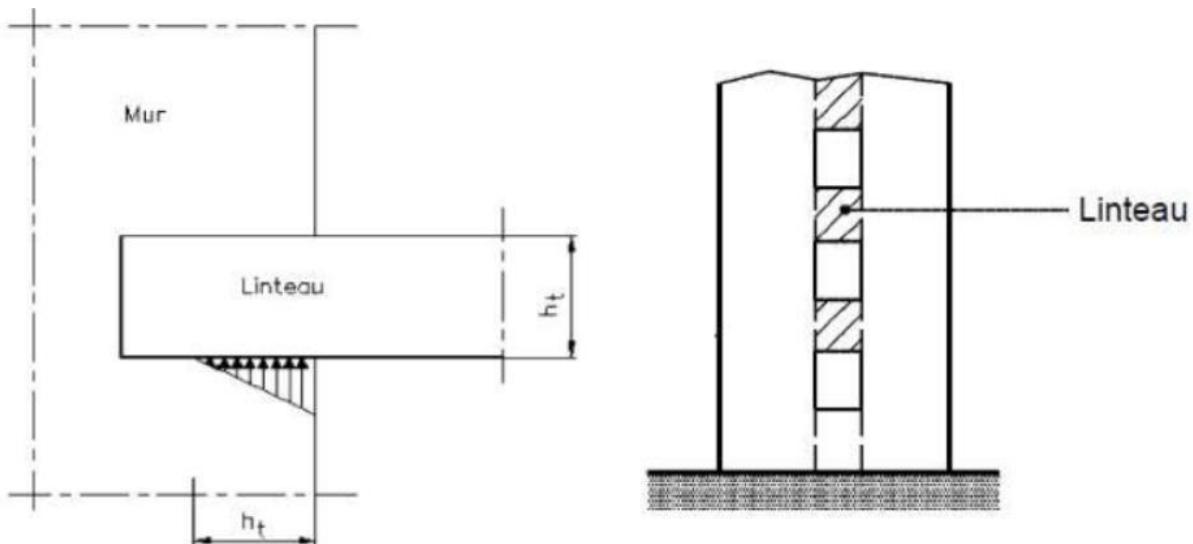


FIG23 : LINTEAU

Premier cas: $\tau \leq (0.06f_{c28})$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec Les efforts M et

V. On devra disposer :

- i. des aciers longitudinaux de Flex ion (A_l)
- j. des aciers transversaux (A_t)
- k. des aciers en partie courante (acières de peau) (A_c)

9- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par En.

$$A \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

avec :

$$z = h - 2d'$$

ou:

h : hauteur totale de la section du linteau

d' : distance d'enrobage

M: moment dG à l'effort tranchant (∇) avec $\nabla = 1.4V_u$ calcul

10- Aciers transversaux :

i. Premier sous- cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$)

On doit vérifier :

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\nabla}$$

ii. Deuxième sous-cas: linteaux courts ($\lambda_g = \frac{L}{h} <$

1) On doit vérifier :

$$S < \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$$

avec:

$$V_1 = \frac{|M_{ci} + M_{cj}|}{l_i I}$$

ou:

b. $V_2 = 2$. Vu calcul

$$V = \min(V_I, V_2)$$

et:

M_{ci} et M_{cj} / moments « résistants ultimes » des sections d' about, à gauche et à droite du linteau déportée, l_y , et calcules par:

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

avec: $z = h - 2d'$, (cf. Figure (7. 10))

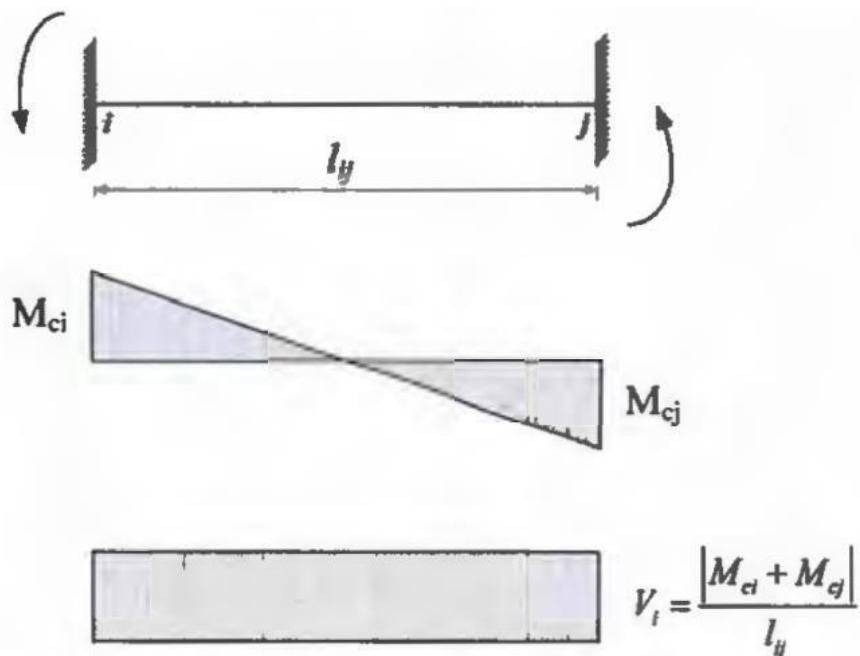


Figure 7.10: Effort tranchant et moment dans le linteau

Deuxième cas : $\tau_b > (0.06fc2s)$

Dans ce cas, il ya lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant Les minimum règlementaires.

Les efforts (M , V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales, de section AD , à disposer obligatoirement (cf. Figure (7.11)).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$V_d = \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

avec:

$$\tan(\alpha) = \frac{h - 2d'}{L} \quad (\text{cf. Figure (7.12)})$$

$V = V_{calc11!}$ (sans majoration).

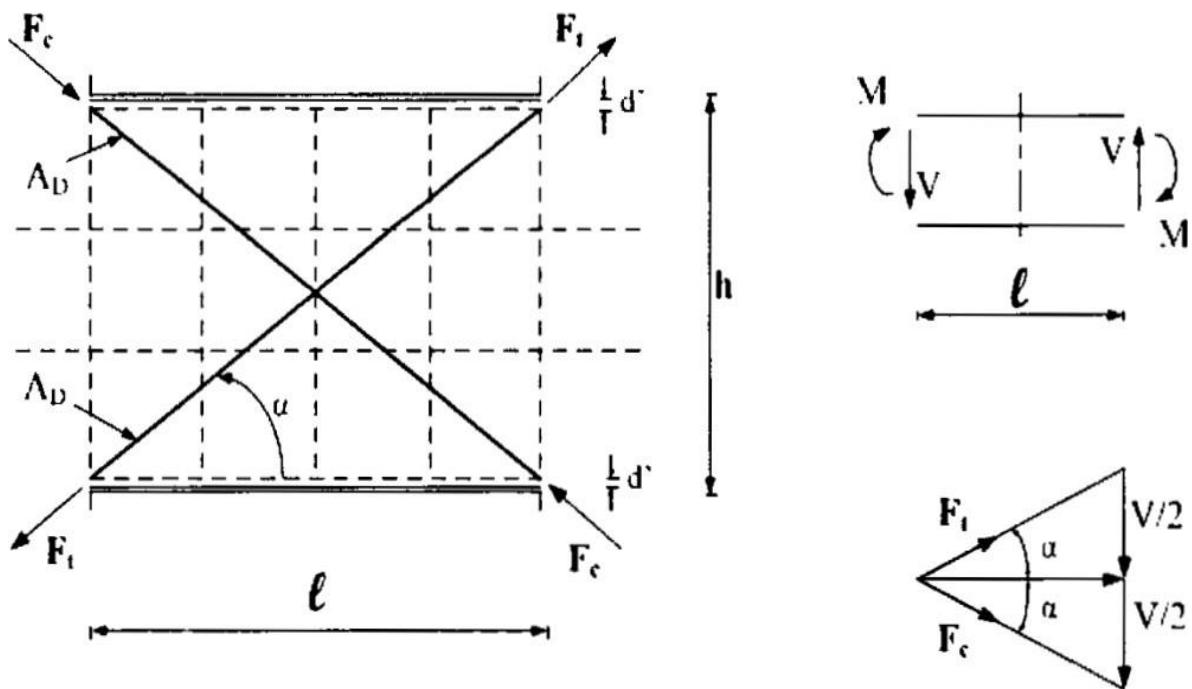


FIGURE 6.7 Efforts dans les bielles du linteau

Ferraillage minimal (cf. figure (7.12))

11- Aciers longitudinaux :

$$(A_l \cdot \dot{A}_l) \geq 0.0025 b_w \cdot h$$

Armatures transversales :

pour $\tau_b < 0.025 f_{c28}$:

$$A_t \geq 0.0015 b_w \cdot s$$

pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$:

$$A_t > 0.0025 b_w \cdot S$$

Armatures en section courante (armatures de peau): Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau AC (2 nappes) doivent être au total d' un minimum égal a0.20%.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l, A'_l \geq 0.0015 b_w \cdot h \\ A_c \geq 0.0020 b_w \cdot h \\ A_D \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0015 b_w \cdot h : \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28} \\ = 0 : \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \end{array} \right. \\ A_t \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.0015 b_w \cdot s : \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \\ \geq 0.0025 b_w \cdot s : \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \text{Armatures de linteaux}$$

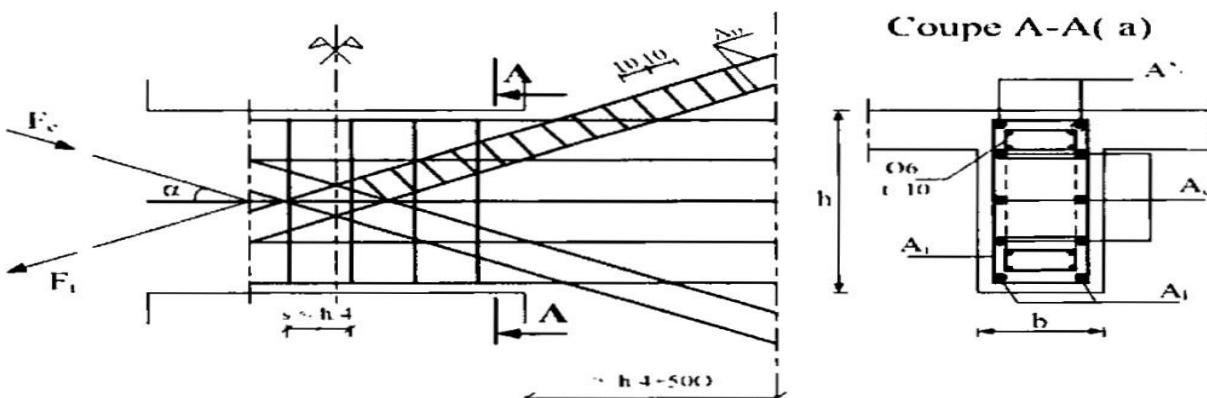


FIGURE 6. 8Armatures de linteaux

 Exemple de calcul :

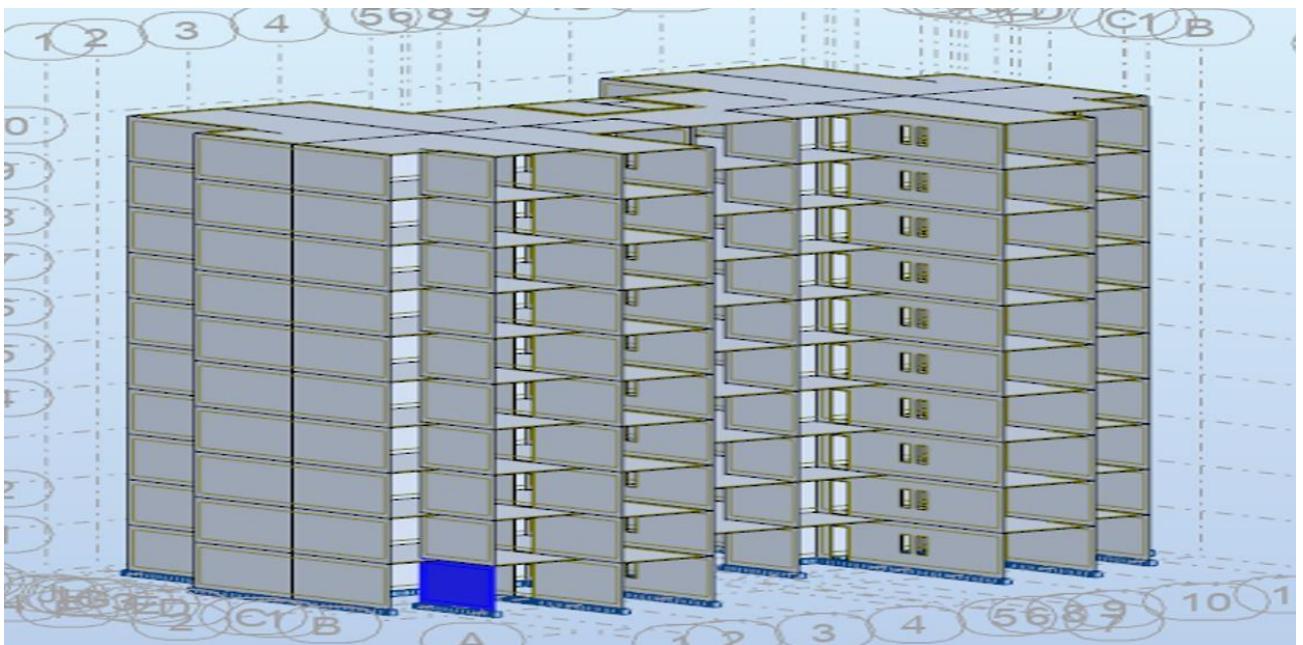


FIGURE 6. 9 Image de modélisation des voiles.

2-Condition de R.P.A 2024

Vérifications spécifiques article 7.7.2 RPA2024

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40 \quad (7.11)$$

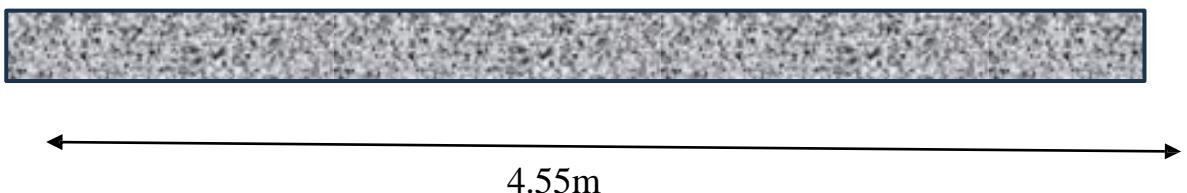
Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires.
Les symboles ont les mêmes significations qu'au § 7.1.3.

3-Sollicitations normales

F _{c28} (MPA)	25
B _c (cm 2)	6825
N _d (Acc) (KN)	172.40
V _d =N _d /(B _c *f _{c28})	0.0001
0,4 ≥ V _d	condition vérifiée
he libre	291

Voile Plein3 (RDC) ($L = 4.55 \text{ m}$; $H = 3,06 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$):

$e=15\text{cm}$



Détermination des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT

NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
-124,05	639,89	275,15	-1,85	1,43	0,47	8,13	3,33	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
-172,40	950,47	317,60	-2,73	2,15	0,55	7,71	3,88	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-240,95	97,95	197,01	-0,66	-0,16	0,34	5,44	1,32	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-562,07	-856,00	57,14	1,25	-3,14	0,10	-1,27	-2,80	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-651,86	-279,20	135,99	-0,38	-1,82	0,23	-2,05	-1,78	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
-330,75	674,75	275,86	-2,29	1,17	0,47	4,66	2,34	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-768,76	-821,14	57,85	0,81	-3,40	0,10	-4,74	-3,78	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-720,41	-1131,72	15,40	1,69	-4,12	0,03	-4,32	-4,33	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

Armatures verticales : ELA : $0,8G + Ey$: Sens Y : fc28=25 MPa

$N=-172.40 \text{ KN}$ $M=950.49 \text{ KN.m}$

$V_u=317.60 \text{ KN}$

Ferraillages des voiles et des trumeaux T3 RPA2024

Dispositions générales

Les voiles de grandes dimensions correspondent à ($hw/lw \leq 2/3$) (cf. Annexe D). Notre cas :

VOILE	lw (m)	hw(m)	Hw/lw (m)	≥ 2.0
T ₃	4.55m	30.60	6.72	voiles élancés

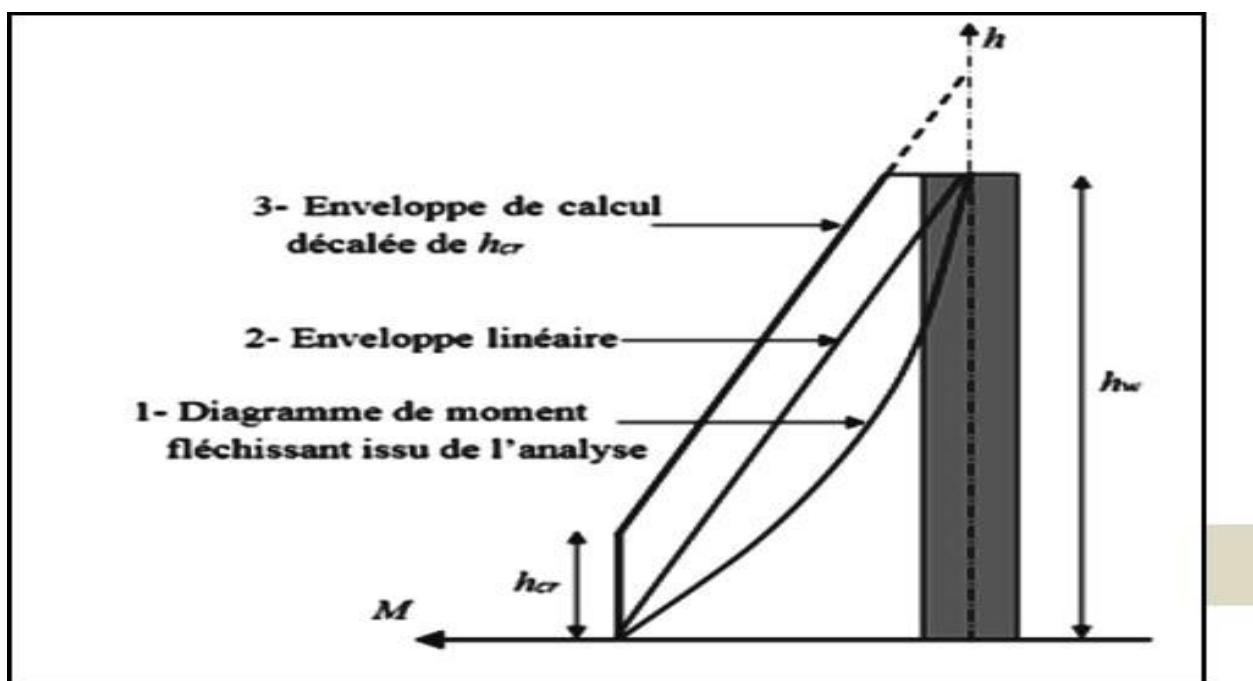
Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqs.

(7. 11). Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au §

7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $(hw/lw) > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voiles courts correspondent à $(hw/lw) \leq 2.0$.



VOILES ET TRUMEAUX

$$H_{cr} = \max(lw, hw/6)$$

$$*H_{cr} = \max(4.55 ; 30.6/6) H_{cr} = 5.1 \text{ m}$$

Et

$$*hw / lw = 30.60 / 4.55 = 6.72 \geq 2.00 \text{ voile élancé}$$

*** Longueur confine**

$$Lc \geq \max(0.15 Lw, 1.5bw) \quad Lc \geq \max(0.68, 0.30)$$

$$Lc = 0.70m$$

*** épaisseur confine**

$$bc \geq \max(20cm, he/20) \quad bc \geq \max(20cm, 15.30)$$

$$bc = 0.20 m$$

barres verticales de rive espacements

cp1 représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre $\emptyset L > 2:1.2mm$.

$$St \leq \min(bc/20, 8\emptyset t)$$

$$St \leq \min(20/2.20, 8*1.2) \quad St \leq \min(20/2.20, 8*1.2) \quad St \leq \min(9 / 9.6)$$

$$St = 9cm$$

Aciers horizontaux V=317.60KN

$$Ah/s \geq 1.4V / Z \text{ fe } Z = 4.55 - 0.5 = 4.05m$$

et on prend $S = 15 cm$

$$Ah \geq 1.4V * S / Z * fe$$

$$Ah = 0.32 \text{ cm}^2 \text{ en prend } T12 = 15 \text{ cm}^2$$

EXPERT BA - Flexion composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN·m)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELA	-172,40	950,49
2			

Calculé en
 Poutre Poteau

Résultats

$A_{s1} = 34.1 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 34.1 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 1.00 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 1.00 \%$ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

$b = 15.0$ Bloquée

$h = 455.0$ Bloquée

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Longitudinale

$$\frac{Ast}{2} = \frac{34.1}{2} \mathbf{17.05} ; 1\varnothing 12 = 1.13 \text{ cm}^2 ; \frac{17.05}{1.13} = 15 \approx 20$$

- Partie confinée :

$$4.55 - 2 \times 0.70 = 3.15$$

$$\frac{315}{20} = 15 \text{ cm} \rightarrow 2 \times 10 \text{T12}$$

- Transversale :

$$\frac{17.05}{2} 8.52 \text{cm}^2 ; 1\phi 14 = 1.54 \text{cm}^2 ; \frac{8.52}{1.54} = 6 \text{ barre}$$

$$70 - (2 \times 2.5) = 65 ; \frac{65}{6} = 10.83 \approx 15 \text{cm} \rightarrow 2 \times 6T14$$

Choix des armatures : 2x10HA12 e = 9.0cm en zone d'about ;

2x6HA14 e=15cm en zone courante

Vérification des contraintes de compression et de cisaillement

A partir des résultats du logiciel on a obtenu la valeur maximale de la contrainte de compression pour tous les panneaux (Voiles) :

Convention de signe : Effort normal négatif de compression - Effort normal positif de traction

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes des efforts et contraintes de l'ensembles des voiles de contreventement à l'ELS :

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

$$V_u = 317.60 \text{KN}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u = 317.60 \times 1.4 = 444.64$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d}$$

$$d = 0.9 \times h = 4.55 \times 0.9 = 4.095$$

$$\tau_b = \frac{444.64 \times 10^{-3}}{0.15 \times 4.095} = 0.72 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.72 \text{MPa} < 0.2f_{c28} = 5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

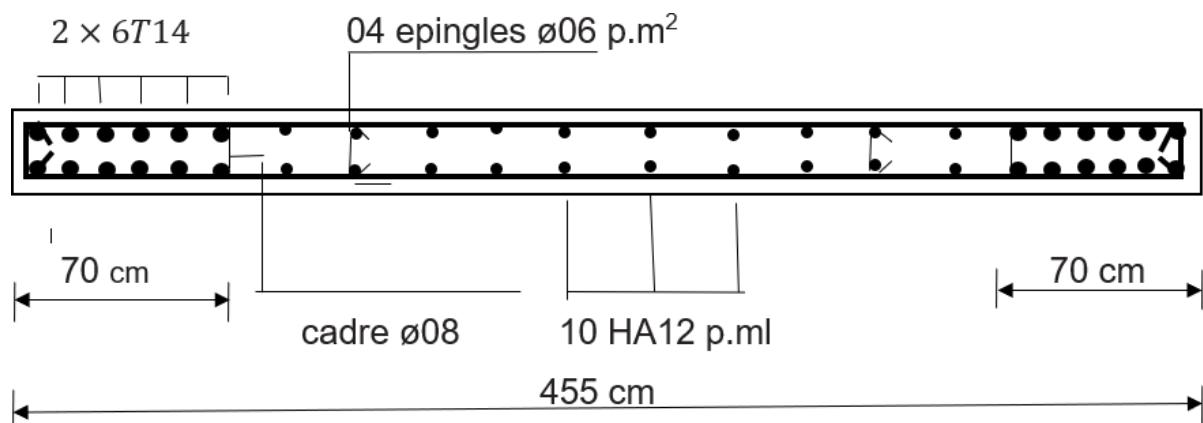
Disposition des armatures :

Armatures verticales :

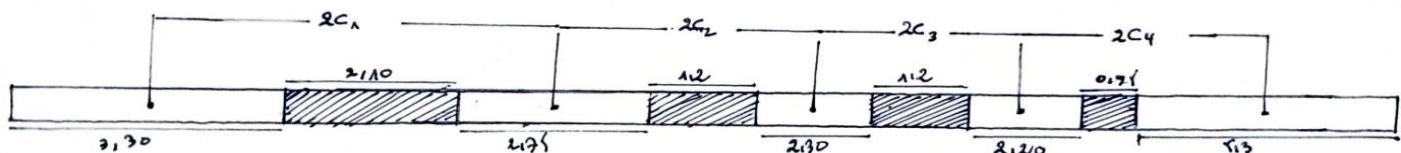
- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur 1\10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm :

Schéma de ferraillage :



Exemple de calcul voile à 4 files d'ouverture V₄



Ferraillage de voile avec ouverture :

Ferraillages des voiles et des trumeaux T₁ RPA2024

Dispositions générales

- Les voiles de grandes dimensions correspondent à ($hw/lw \leq 2/3$)

(cf. Annexe D). Notre cas :

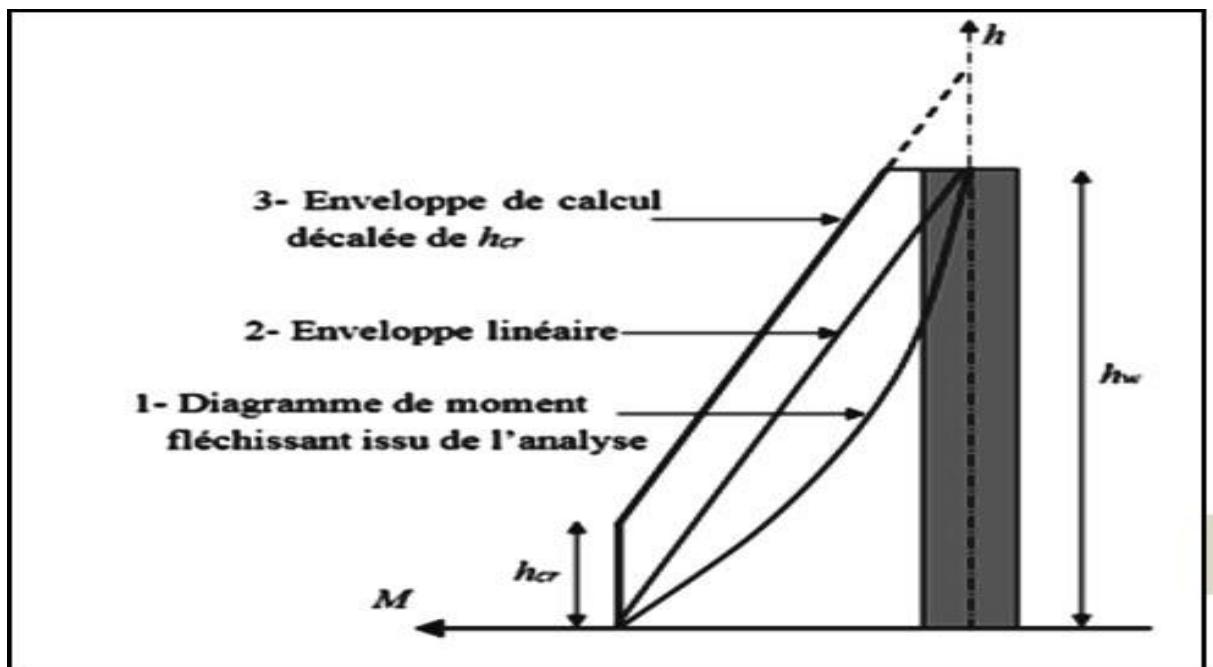
VOILE	lw (m)	hw(m)	Hw/lw (m)	≥ 2.0
T ₁	3.30m	30.60	9.27	voiles élancées

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort

tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d' Eqn. (7. 11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixés au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur ; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $(hw/lw) > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voiles courts correspondent à $(hw/lw) \leq 2.0$.



VOILES ET TRUMEAUX**Hcr = max (lw hw/6)**

$$*Hcr = \max (3.30 ; 30.6/6) Hcr = 5.1 \text{ m}$$

Et

$$*hw / lw = 30.60 / 3.30 = 9.27 \geq 2.00 \text{ voiles élance}$$

*** Longueur confine**

$$Lc \geq \max (0.15 Lw, 1.5bw) \quad Lc \geq \max (0.49, 0.30)$$

$$Lc = 0.50 \text{ m}$$

*** épaisseur confine**

$$bc \geq \max (20\text{cm}, he/20) bc \geq \max (20\text{cm}, 15.30)$$

$$bc = 0.20 \text{ m}$$

barres verticales de rive escapements

$$St \leq \min (bc/20, 8\varnothing t)$$

$$St \leq \min (20/2.20, 8*1.2) St \leq \min (20/2.20, 8*1.2) St \leq \min (9 / 9.6)$$

$$St = 9\text{cm}$$

Aciers horizontaux V=126.029KN

$$Ah/s \geq 1.4V / Z fe$$

$$Z = 3.30 - 2 \times 0.50 = 2.30\text{m}$$

et on prend S = 15 cm

$$Ah \geq 1.4V * S / Z * fe$$

$$Ah = 1.4 \times \frac{0.126 \times 10^4}{2.3 \times 500} \times 0.15 = 0.23 \text{ cm}^2 \text{ en prend } 7T12 = 15 \text{ cm}^2$$

EXPERT BA - Flexion composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kNm)

	Type de sollicitation	N	M
1	ELU	301,31	1149,22
2			

Calculé en Poutre Poteau

Résultats

$A_{s1} = 24.8 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 24.8 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 1,00 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 1,00 \%$ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5,00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

$b = 15,0$ Bloquée

$h = 330,0$ Bloquée

$d_1 = 3,0$ $d_2 = 3,0$

CALCULER

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

$$\frac{A_{st}}{2} = \frac{24.8}{2} = 12.4 ; 1\varnothing 12 = 1.13 \text{ cm}^2 \frac{12.4}{1.13} = 10.97 \text{ cm}^2$$

Partie confinée :

$$z = 3.30 - 2 \times 0.50 = 2.30$$

$$\frac{230}{14} = 15 \text{ cm} \rightarrow 2 \times 7 \text{ T12}$$

- transversale :

$$At = \frac{12.4}{2} = 6.2 \text{ cm}^2 ; 1\varnothing 14 = 1.54 \text{ cm}^2 \quad \frac{6.2}{1.54} = 4 \text{ barre}$$

$$Z=50-(2\times 3)=44 \quad ; \frac{44}{4}=11 \approx 15 \text{ cm} \rightarrow 2 \times 4T14$$

Choix des armatures : 2x7HA12 e = 9.0cm en zone d'about ;

2x4HA14 e=15cm en zone courante

Vérification des contraintes de compression et de cisaillement

A partir des résultats du logiciel on a obtenu la valeur maximale de la contrainte de compression pour tous les panneaux (Voiles) :

Convention de signe : Effort normal négatif de compression - Effort normal positif de traction

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes des efforts et contraintes de l'ensemble des voiles de Contreventement à l'ELS :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u = 126.029 \times 1.4 = 176.44$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d}$$

$d = 0.9 \times h = 3.30 \times 0.9 = 2.97$

$$\tau_b = \frac{176.44 \times 10^{-3}}{0.15 \times 2.970} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.39 \text{ MPa} < 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

	T_2	T_3	T_4	T_5
l_w	2.75	2.30	2.20	5.30
h_w/l_w	11.12	13.30	13.90	5.77
M	957.68	800.97	766.15	1741.25
V	87.98	73.58	70.38	159.96
H_{cr}	5.1	5.1	5.1	5.1
l_c	0.40	0.35	0.40	0.80
b_c	0.20	0.20	0.20	0.20
s_t	9	9	9	9
A_h	→12T12 →6T14	→10T12 →6T14	→8T12 →2T14	→20T12 →6T14

- Ferrailage des linteaux :
Détermination du degré de monolithisme

i : moment d'inertie du linteau

$$i = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.15 \times \frac{0.85^3}{12} = 0.00076 \text{ m}^4$$

$$i \times 4 = 0.00030 \text{ m}^4$$

I: moment d'inertie du trumeau 1 et 2.3.4 par rapport à G1 et à G2 à G3 et à G4

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.15 \times \frac{3.30^3}{12} = 0.49 \text{ m}^2$$

$$I_2 = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.15 \times \frac{2.75^3}{12} = 0.25 \text{ m}^2$$

$$I_3 = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.15 \times \frac{2.30^3}{12} = 0.15 \text{ m}^2$$

$$I_4 = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.15 \times \frac{2.20^3}{12} = 0.13 \text{ m}^2$$

$$I_5 = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.15 \times \frac{5.30^3}{12} = 1.86 \text{ m}^2$$

$$I_0 = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 = 2.88 \text{ m}^4$$

m : moment statique du linteau par rapport à G:

$$\mathbf{m} = \frac{2C}{\Omega_1 + \Omega_2 + \Omega_3 + \Omega_4 + \Omega_5}$$

$$\begin{aligned} & 2 \\ & C \frac{3.3}{2} + \frac{2.75}{2} + \frac{2.3}{2} + \frac{2.2}{2} + \frac{5.3}{2} = 7.925 \\ & = \\ & 1 \\ & + \end{aligned}$$

$$C = 4.38m$$

Ω_1 : aire de trumeau 1 Ω_2 : aire de trumeau 2 Ω_3 : aire de trumeau 3 Ω_4 : aire de trumeau 4 Ω_5 : aire de trumeau 5

$$\Omega_1 = 0.15 \times 3.3 = 0.49m^2$$

$$\Omega_2 = 0.15 \times 2.75 = 0.41m^2$$

$$\Omega_3 = 0.15 \times 2.30 = 0.34m^2$$

$$\Omega_4 = 0.15 \times 2.20 = 0.33m^2$$

$$\Omega_5 = 0.15 \times 5.30 = 0.79m^2$$

Donc, le moment statique est égal :

$$m = 0.7446m^3$$

I : moment d'inertie total du voile avec ouverture par rapport à

$$G I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + 2mc = 9.019m^4$$

$$W = \frac{3 \times 3.04 \times 10^{-3}}{2.555} \times \frac{4.3875}{3.06 \times (2.725)^3} \times \frac{9.088}{0.7446} = 0.0555$$

Le degré de monolithisme du voile est égal à : $\alpha =$

$$HW = 1.683$$

$1 < \alpha < 10 \rightarrow$ Refend avec ouvertures de moyenne dimension Le degré de monolithisme du voile avec une file d'ouverture.

Détermination des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT

NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
1016,53	3939,46	491,54	-0,92	2,28	0,33	21,74	10,73	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
1944,82	7417,74	681,45	-1,71	4,32	0,46	28,31	14,75	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-189,09	-180,34	152,10	-0,05	-0,20	0,10	5,49	3,26	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-2073,91	-6314,92	-450,01	1,17	-3,96	-0,30	-25,88	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-349,94	144,73	-97,31	-0,29	-0,18	-0,07	-13,68	-2,67	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
1534,88	6279,32	504,80	-1,52	3,58	0,34	17,68	10,73	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-1555,56	-3975,07	-436,75	0,57	-2,66	-0,30	-29,94	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-2483,85	-7453,34	-626,67	1,36	-4,69	-0,42	-36,51	-14,16	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

Soit le linteau L1 suivant :

$$h_e = 3.06m$$

h : hauteur totale de la section brute du linteau= 0.85 m

b : épaisseur de voile =15 cm

$$d = 0.9.h = 0.765m$$

$$l = 2.10m$$

d = distance d'enrobage 2.5cm

M=moment du a l'effort tranchant :

$$M = \frac{2.10}{21.3} \times 7417.74 = 731.326KN.m$$

$$V_{max} = 67.185kN$$

a. Vérification de la contrainte tangentielle Elle est donnée par l'expression

Suivante :

✓ SELON RPA

$$\nu^- = 1.4 \nu_{umax} = 94.059 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\nu^-}{bw.d} = \frac{94.059 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 0.85} = 0.819 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.819 \text{ MPa} < 0.2 \cdot F_c 28 = 5 \text{ MPa}$... La condition est vérifiée

$\rightarrow \tau_b = 0.819 \text{ MPa} < 0.06 F_c 28 = 1.5 \text{ MPa}$

On est donc dans le cas N1

Les linteaux sont calculés en flexion simple, d'après RPA (art 7.7.3.1) (Avec les efforts M, V) On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- - des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (acières de peau) (AP)

Des aciers longitudinaux (AL, AL') qui sont calculés en flexion simple. Des aciers transversaux (At).

Des aciers en partie courante (Ac).

1/ Acier longitudinal A_l :

$Z = h - 2d$

OU :

h : est la hauteur totale du linteau

d' : est la distance d'enrobage $d' = \text{enrobage} = 5\text{cm}$

$$Z = h - 2d' = 85 - 2(5) = 75\text{cm} \quad M = 731.32\text{KN.m}$$

$$AL \geq \frac{M}{W \times f_e} \rightarrow \frac{731.32 \times 10^5}{75 \times 5000} = 1.95\text{cm}^2$$

On adopte : 4HA12=4.52cm²

Section minimale exigée par le RPA99/03

$$A_l \geq 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

2/Acier transversale (cadre) t :

Elancement géométrique :

$$\lambda = l/h = 210/85 = 2.47$$

Premier sous- cas : linteaux longs ($\lambda > 1$) On doit vérifier :

(a) **L'espacement :**

$$st \leq A_t \times f_e \times L_v + A_t \times f_e$$

Ou :

st : espacement des cours des armatures transversales

A_t : la section d'un cours d'armatures transversales

$$st \leq h/4 = 85/4 = 21.25\text{cm} \quad \text{On prend}$$

$$st = 20\text{cm}$$

$$A_t = \frac{St \cdot V}{f_e \cdot L - St \cdot f_e} = \frac{20 \times 94.059 \times 10^3}{50 \times 210 - (20 \times 500)} = 1.98\text{cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA8} \quad As = 2.01\text{cm}^2$$

$$\tau_b = 1.5 \text{ MPa} \geq 0.025 * f_c 28 = 0.025 * 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA 99

$$At \geq 0.0025 * b * St = 0.0025 * 15 * 20 = 0.75 \text{ cm}^2$$

3/ Armatures de peau A_p :

✓ Selon RPA99 :

$$A_p = 0.002 * b * h = 0.002 * 15 * 85 = 2.55$$

On adopte : 6HA12 = 6.79 cm²

• Ferraillage final :

$A_l = 2.25 \text{ cm}^2$ soit :

$A_l (2T10) = 2.26 \text{ cm}^2$

$A_t = 0.75 \text{ cm}^2$ soit :

$A_t (2 T8) = 1.01 \text{ cm}^2$

$A_P = 2.55 \text{ cm}^2$ soit :

$A_P (6T12) = 6.79 \text{ cm}^2$

	$L_3=L_2$	L_4
$v_{\max} (\text{Kn})$	38.391	30.393
$M (\text{kN.m})$	417.90	330.838
τ_b	0.46	0.37
A_l	1.24 → 4HA12:4.52	0.88 → 2HA12:2.26
Λ	21.25	1.11
St	20	20
A_t	2.14 → 6HA8:3.02	2.2 → 6HA8:3.02
A_p	2.55 → 6HA12:6.79	2.55 → 6HA12:6.79

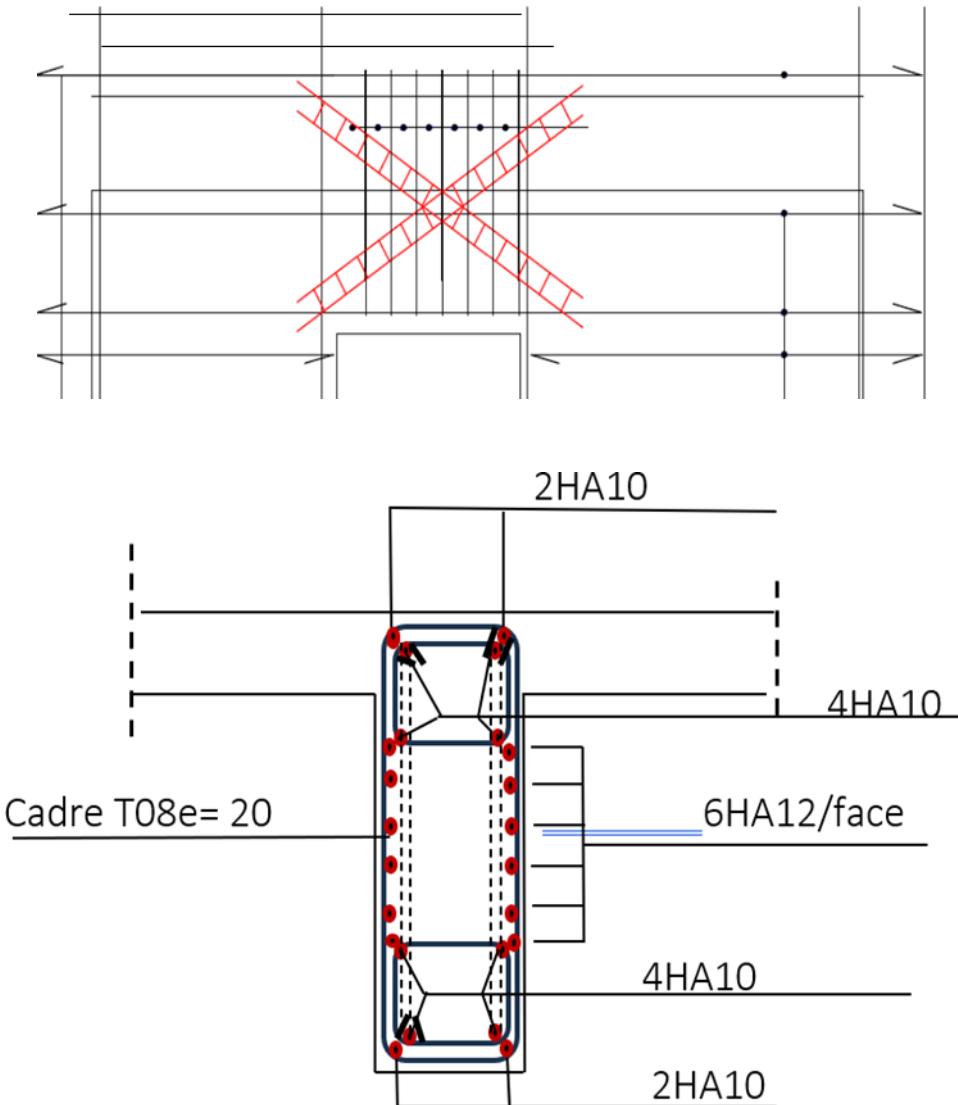
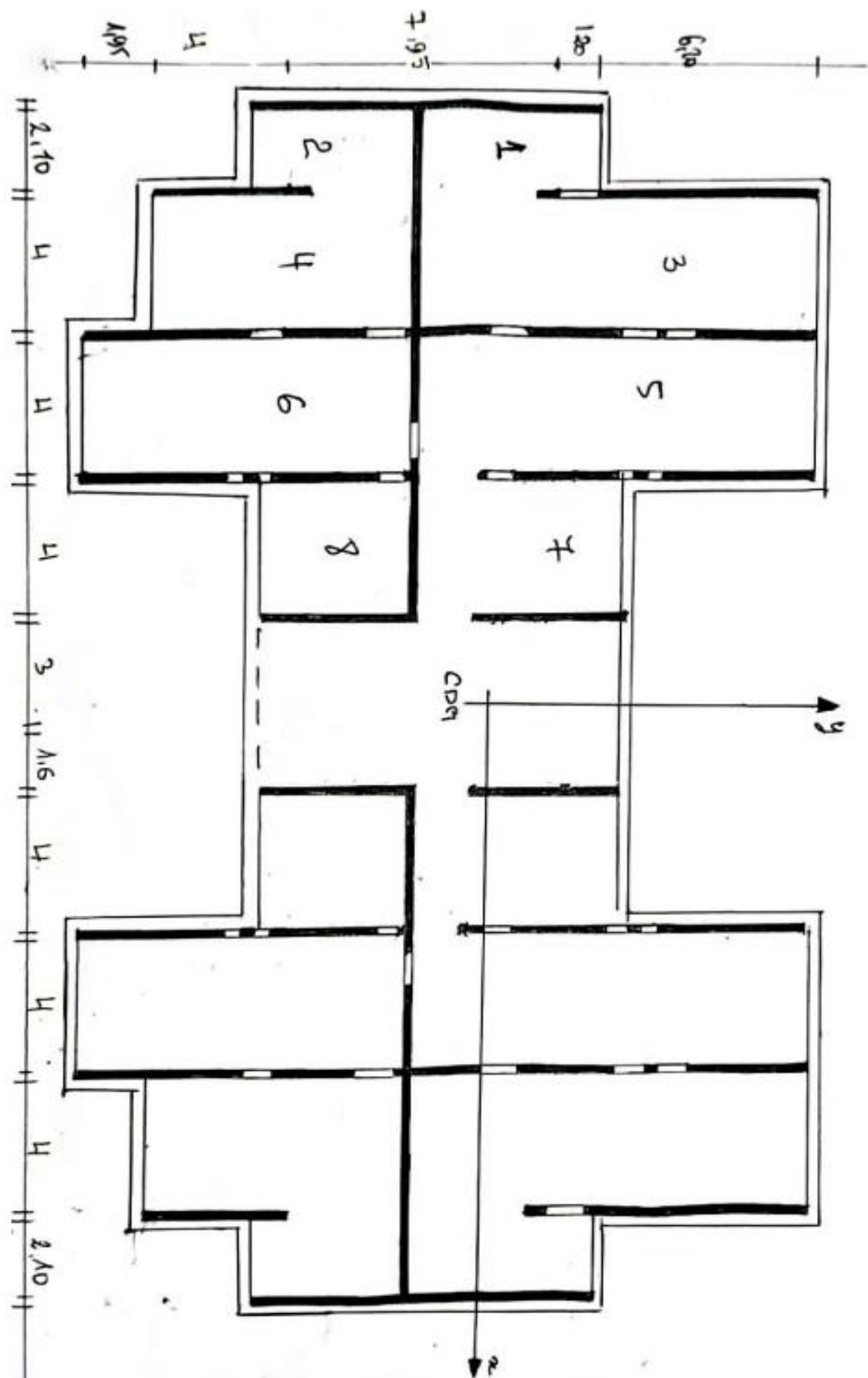


FIGURE 6. 10schéma de ferrailage linteau

CHAPITRE 7 :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- 1. Introduction**
- 2. Etude du radier**



NOMENCLATURE DES PANNEAUX D'URADIER

1. Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol. 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. Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait tenant compte les conditions suivantes :
 - Capacité portante du sol d'assise.
 - Charges transmises de la superstructure au sol.
 - Distances entre les différents points d'appuis.

• Système structural adopté. Vu la nature du sol et la possibilité qu'il peut être inondé et tenant compte du poids important de la construction, on a opté pour un radier général pour fonder l'ouvrage.

VII.2. Etude du radier

VII.2.1. **Combinaison du calcul Selon l'article 10.1.4 du RPA, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :**

$$G + Q \pm E \text{ et } 0,8G \pm E$$

2. Pré dimensionnement du radier

- Calcul de la surface du radier

Les efforts globaux à la base, obtenus par le calcul dynamique par le logiciel Robot, sont présentés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)
ELU G+Q+E	98284.510	320620.580	104625.530
ELS 0.8G+E	69654.950	315975.070	103664.540

TABLEAU 7. 1TEfforts exercés à la base de la tour

La surface nécessaire pour le radier est estimée par la formule suivante :

$$S_{nece} \geq \frac{N}{Bs} = \frac{98.284}{0.25} = 393.136 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{nece}}{S_{bat}} = \frac{393.136}{515.24} = 0.76$$

On voit bien que $S_{nece} > 50\% S_{bat}$

La surface calculée du radier est supérieure à la surface du bâtiment, la solution radier est indispensable. On adoptera un débord de 1 m ce qui nous donne la nouvelle surface du radier : $S_{rad} = S_{batiment} + S_{debord} = 648.71 \text{ m}^2$

$$\text{ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_{ELU}}{1.5 \times \sigma_s} = \frac{98284.510}{1.5 \times 250} = 262.09 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_{ELS}}{1.5 \times \sigma_s} = \frac{69654.950}{1.5 \times 250} = 185.746 \text{ m}^2$$

$$\text{ELA : } S_{rad} = \frac{N_{ELA}}{1.5 \times \sigma_s} = \frac{69654.950}{250} = 278.619 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 648.71 \text{ m}^2 > \max(S_1; S_2; S_3) = 278.619 \text{ m}^2$$

3 -Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier à prendre doit vérifier les trois conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

La hauteur du radier est donnée par la formule empirique suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec $L_{max}=4.15 \text{ m}$ donc $h \geq 41.5 \text{ cm}$

b. Condition de non-cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b.d} \leq 0.05 F_c 28 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} = \frac{N}{S} \times \frac{L_{max}}{2}$$

L'effort normal maximal revenant au radier est $N=98.28 \text{ MN}$.

La surface totale du radier est $S_{rad}=648.71 \text{ m}^2$ et $L_{max}=4.15 \text{ m}$.

D'où $T_{max} = \frac{98.284}{648.71} \times \frac{4.15}{2} = 0.314 \text{ MN}$ ce qui nous donne

$$d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{0.270}{100 \times 36}$$

$$= 0.00008 \leq 1.25 \text{ MPa}$$

4- Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges.

Pour vérifier le non-poinçonnement du radier (dalle) le CBA et d'après l'article A5.2.4.2

Propose de vérifier la condition suivante : $N_U^- \leq 0.045 \times uc \times h \frac{fc^{28}}{\gamma b}$

Nu : charge de calcul à l'ELU pour le voile le plus chargée. hr : épaisseur du radier

$$hr=41.5\text{cm.}$$

uc : périmètre du pourtour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.
On considéré axe V5 et V4 de voile plus solliciter

NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]	Nom du cas
1016,53	3939,46	491,54	-0,92	2,28	0,33	21,74	10,73	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey
1944,82	7417,74	681,45	-1,71	4,32	0,46	28,31	14,75	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey
-189,09	-180,34	152,10	-0,05	-0,20	0,10	5,49	3,26	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey
-2073,91	-6314,92	-450,01	1,17	-3,96	-0,30	-25,88	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey
-349,94	144,73	-97,31	-0,29	-0,18	-0,07	-13,68	-2,67	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey
1534,88	6279,32	504,80	-1,52	3,58	0,34	17,68	10,73	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey
-1555,56	-3975,07	-436,75	0,57	-2,66	-0,30	-29,94	-10,14	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey
-2483,85	-7453,34	-626,67	1,38	-4,69	-0,42	-36,51	-14,16	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey

$$Nu = 1944.82\text{KN} \quad ; \quad L=4.15\text{m} \quad ; \quad e=15\text{cm}$$

h : épaisseur du radier

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$0.51 \leq h \leq 0.83$$

On prend

$$h= 60\text{cm}$$

$$Uc = 2(a+h)+2(b+h)$$

$$= 2(0.15 + 0.60) + 2(4.15 + 0.60) = 11\text{m}$$

$$N_U^- \leq 0.060 \times 11 \times 0.60 \times \frac{25}{1.2}$$

$$Nu = 8250\text{KN} < N_U^- \rightarrow CV$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement du radier

5- Vérification aux sous pressions :

Cette vérification est nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique, pour cela on doit vérifier :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier ($w_{tot}=51899.57$

MN). Poids spécifique de l'eau ($\gamma=10KN/m^2$).

Coefficient de sécurité ($\alpha=1.5$).

h : Profondeur de l'infrastructure

($h=1.00$ m). Sr : surface du radier

($S_{rad}= 648.71m^2$).

$$W = 51899.57MN > \alpha \times \gamma \times h \times S_{rad} = 97.306MN$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

6 -Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (Horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique > à 1,5.

- Calcul dû à l'effort normal : $W= 51899.570KM$
- Les moments d'actions sismiques :
- Sens longitudinal :

Le Moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2025.

La vérification de la stabilité du radier ce faite par les combinaisons la plus défavorable entenant compte du séisme

- 7 -L'excentricité réelle :

- Sens longitudinal :

$$MRx= 174565.90KN.m. W= 51899.570 KN.$$

$$e = \frac{N_u}{N} = \frac{174565.90}{51899.570} = 3360m$$

Sens transversal :

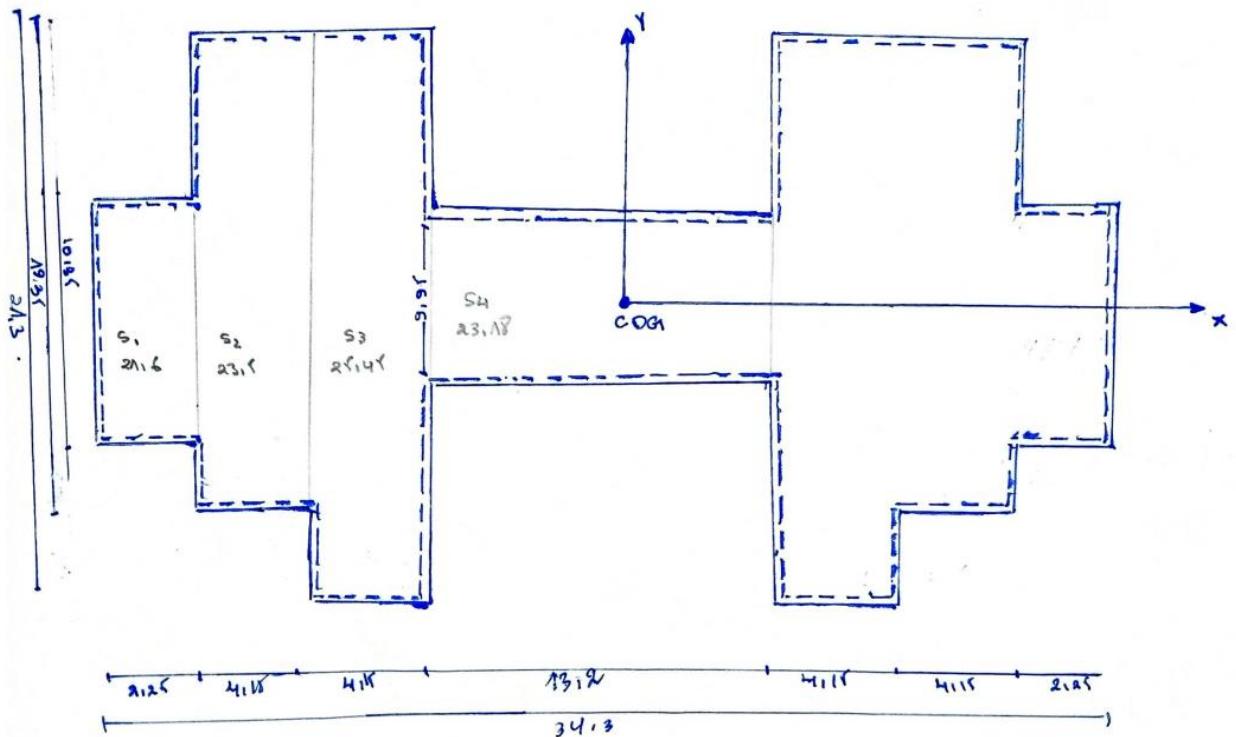
$$MRy= 176778.82KN.m.$$

$$e = \frac{N_r}{N} = \frac{176778.82}{51899.570} = 3.406m$$

8 - Caractéristique géométrique du radier

Centre de gravite

La surface totale du radier est $S_{\text{radier}} = 648.71 \text{m}^2$. Les longueurs maximales dans



les deux La surface totale du radier est $S_{\text{radier}} = 648.71 \text{m}^2$.

Les longueurs maximales dans les deux directions sont : $L_x = 34.3 \text{m}$, $L_y = 21.3 \text{m}$ Les coordonnées du centre du gravite du radier sont :

$$X_G = 16.63 \text{m} \quad Y_G = 10.84 \text{m}$$

- Moments d'inertie

Les moments d'inertie dans les deux directions X et Y sont :

Sens longitudinal :

$$I_{XX} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{34.3 \times 21.3^3}{12} = 27621.781 \text{m}^4$$

Sens transversal :

$$I_{YY} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{21.3 \times 34.3^3}{12} = 71627.65 \text{m}^4$$

1-8 Vérification des contraintes dans le sol :

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

2-8 Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max+\sigma_{min}}}{4} \leq \sigma^-_{sol} = 0.25 MPa$$

a. Calcul des contraintes

sous G+Q+E

b. Suivant X :

$$I_{xx} = 27621.781 m^4 \quad , \quad V_x = 16.63 m \quad , \quad N = 98.284 MN \quad , \quad M = 320.620 MN.m$$

$$S_{radier} = 648.71 m^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_n + V_x}{I_{xx}} = 0.163$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_n + V_x}{I_{xx}} = 0.139$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max+\sigma_{min}}}{4} = 0.157$$

c. Suivant Y :

$$I_{yy} = 71627.65 m^4 \quad , \quad V_y = 10.84 m \quad , \quad N = 51.899 MN \quad , \quad M = 104.625 MN.m$$

$$S_{radier} = 648.71 m^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_{n+V_Y}}{I_{yy}} = 0.081$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_{n+V_Y}}{I_{yy}} = 0.07$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max+\sigma_{min}}}{4} = 0.078$$

d. Calcul des contraintes sous 0.8G+E

Suivant X :

$$I_{xx} = 27742.576 \text{ m}^4 \quad , V_x = 16.63 \text{ m} \quad , N = 69.654 \text{ MN} \quad , M = 315.97 \text{ MN.m} \quad ,$$

$$S_{\text{radier}} = 648.71 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_{n+V_x}}{I_{xx}} = 0.119$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_{n+V_x}}{I_{xx}} = 0.095$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.113$$

Suivant Y :

$$I_{yy} = 72571.48 \text{ m}^4 \quad , V_y = 10.84 \text{ m} \quad , N = 69.654 \text{ MN} \quad , M = 103.66 \text{ MN.m}$$

$$S_{\text{radier}} = 648.71 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_{n+V_Y}}{I_{yy}} = 0.10$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_{n+V_Y}}{I_{yy}} = 0.105$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.101$$

9- Ferraillage du radier

Le ferraillage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables. La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison Q + G + E :

Pour le dimensionnement on assimile le radier à un plancher inversé, On va considérer la dalle pleine soumise à une charge uniformément répartie (q) offrant la surface la plus chargée, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL.

Le panneau le plus chargé a comme dimensions :

$L_x=4.15 \text{ m}$ et $L_y=21.3 \text{ m}$

c'est une dalle qui porte dans 2 sens. Nous avons utilisé la méthode de Pigeaud pour le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement. Les moments de flexion isostatiques maximums en travée sont donnés par les relations suivantes :

- Selon la petite portée x : $M_{ox}=\mu_x * q * I_x / 2$
- Selon la grande portée y : $M_{oy}=\mu_y * M_{ox}$

μ_x et μ_y sont des coefficients donnés en fonction de α et de l'état limite considéré. Les moments en appuis et en travée sont :

$M_t=0.85M_0$ et $M_a=0.5M_0$

-Moment en travée :

$M_t= 0.85*M_0$ Panneau de rive

$M_t = 0.75*M_0$ Panneau intermédiaire

-Moment sur appuis :

Panneau intermédiaire

$Ma = 0.35 * M_0$ Panneau de rive

$Mt = 0.5 * M_0$ Panneau intermédiaire

1-9 Identification du panneau le plus sollicité :

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire ($b=1m$)

$S_{\text{radier}} = 648.71 \text{ m}^2$

$N_u = 98284.510 \text{ KN}$

$N_{\text{ser}} = 69654.950 \text{ KN}$

$$q_U = \frac{98284.510}{648.71} \times 1 = 151.507 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \frac{69654.950}{648.71} \times 1 = 107.374 \text{ KN/m}$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = A \cdot \frac{L_x}{L_y}$

L_x : petite portée du panneau ; L_y : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

Cas où $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression

$$\alpha = \frac{4.15}{21.3} = 0.19 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$\mu_x = 0.110, \mu_y = 0$$

$$M_{oxu} = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.110 \times 135.294 \times 4.15^2 = 238.117 \text{ kN.m}$$

$$M_{oxs} = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0.110 \times 95.88 \times 4.15^2 = 168.748 \text{ kN.m} \text{ à l'ELU :}$$

- En travée :

$$M_{t,x,u} = 0.85 M_0 X_u = 0.85 \times 238.117 = 202.399 \text{ KN.m} \quad M_{t,y,u} = 0$$

En appui :

$$M_{a,x,u} = -0.5 M_0 X_u = -0.5 \times 238.117 = -119.058 \text{ KN.m} \text{ à l'ELS :}$$

- En travée :

$$M_{t,x,s} = 0.85 M_0 X_s = 0.85 \times 168.748 = 143.435 \text{ KN.m} \quad M_{t,y,s} = 0$$

En appui :

$$M_{a,x,s} = -0.5 M_0 X_s = -0.5 \times 168.748 = -84.374 \text{ KN.m}$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x : petite portée du panneau ;

L_y : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

Cas où $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression

$$\alpha = \frac{4.15}{21.3} = 0.19 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens}$$

$$\mu_x = 0.110, \mu_y = 0$$

$$M_{oxu} = \mu_x * q_u * I_x^2 = 0.110 \times 135.294 \times 4.15^2 = 238.117 \text{ kN.m}$$

$$M_{oxs} = \mu_x * q_s * I_x^2 = 0.110 \times 95.88 \times 4.15^2 = 168.748 \text{ kN.m} \text{ à l'ELU :}$$

- En travée :

$$M_{t,x,u} = 0.85 M_{ox,u} = 0.85 \times 238.117 = 202.399 \text{ KN.m} \quad M_{t,y,u} = 0$$

En appui :

$$M_{a,x,u} = -0.5 M_{ox,u} = -0.5 \times 238.117 = -119.058 \text{ KN.m} \text{ à l'ELS :}$$

- En travée :

$$M_{t,x,s} = 0.85 M_{ox,s} = 0.85 \times 168.748 = 143.435 \text{ KN.m} \quad M_{t,y,s} = 0$$

En appui :

$$M_{a,x,s} = -0.5 M_{ox,s} = -0.5 \times 168.748 = -84.374 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des efforts tranchants (ELU) :**À L'ELU :**

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot LX}{3} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} - \frac{135.294 \times 4.15}{3} \times \frac{1}{1+\frac{0.11}{2}} = 170.987 \text{ KN}$$

c) Calcul ferraillage à L'ELU**En travée :**

Dans le sens (x-x) :

$$h=60\text{cm} \quad d=54\text{cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{202.399 \times 10^{-3}}{1 \times 17.7 \times 0.54^2} = 0.039$$

$$\mu_{bu}=0.039 < \mu_{lu}=0.329 \rightarrow A_s=0 \quad \alpha=0.05 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z=d(1-0.4\alpha)=0.5292$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{202.399 \times 10^{-3}}{0.5292 \times 500} = 7.64 \text{ cm}^2$$

2-9 Ferraillage minimale :**(Condition de non fragilité)**

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.1}{500}\right) = 6 \text{ cm}^2$$

On a:

Suivant x :

$$AS = 7.64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée Suivant x :}$$

$$As=7.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : 6T16} \quad \text{avec : } As = 12.1 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

$$M_{max} = M_{a,x,u} = 119.058 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{119.058 \times 10^{-3}}{1 \times 17.7 \times 0.54^2} = 0.023$$

$$\mu_{bu}=0.023 < \mu_{lu}=0.329 \rightarrow A_s=0 \quad \alpha=0.0375 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \quad Z=d(1-0.4\alpha)=0.5319$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{119.058 \times 10^{-3}}{0.5319 \times 500} = 4.47 \text{ cm}^2$$

3-9 Ferraillage minimale :

(Condition de non fragilité)

$$A_{min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.1}{500}\right) = 6 \text{cm}^2$$

On a :

Suivant x :

$AS = 4.47 \text{cm}^2 < A_{min} = 6 \text{cm}^2$ Suivant x :

$A_{min} = 6 \text{cm}^2$ On adopte Avec : $As = 6.79 \text{ cm}^2$.

\Rightarrow : 6T12

VII.2.7. Etude du débord du radier

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, elle a comme dimensions : Une portée = 1m, hauteur = 0,5 m, une bande de largeur 1m

$qu = 13.5294 \text{t/ml}$

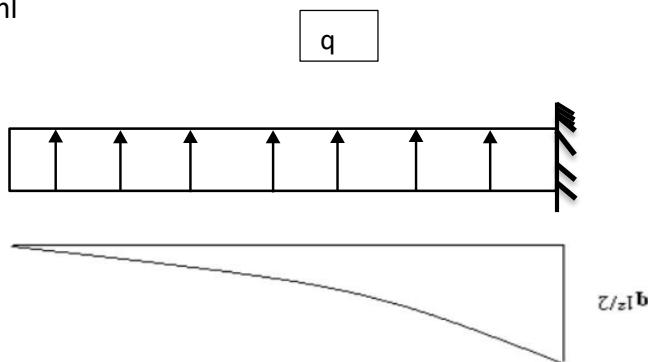
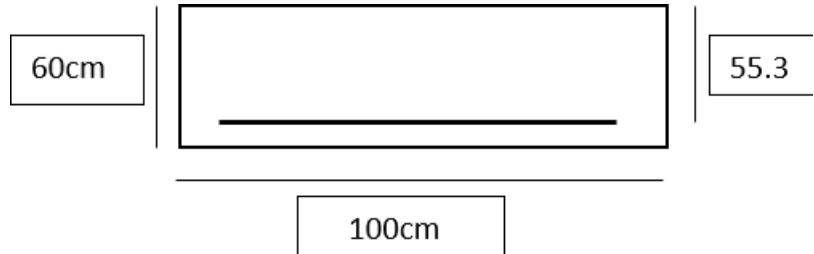


FIGURE 7. 1Schema du débord du radier

$$Mu = \frac{q \cdot l^2}{2} \frac{13.5294 \times 0.5^2}{2} = 1.6911 t.m$$

$dx=55.3$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{1.6911 \times 10^9}{1 \times 17.7 \times 55.3^2} = 0.0031$$



$\mu_{bu}=0.0031 < \mu_{lu}=0.329 \rightarrow A_s=0$ $\alpha=0.0125 < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$

$\beta=1-0.4\alpha=0.995$

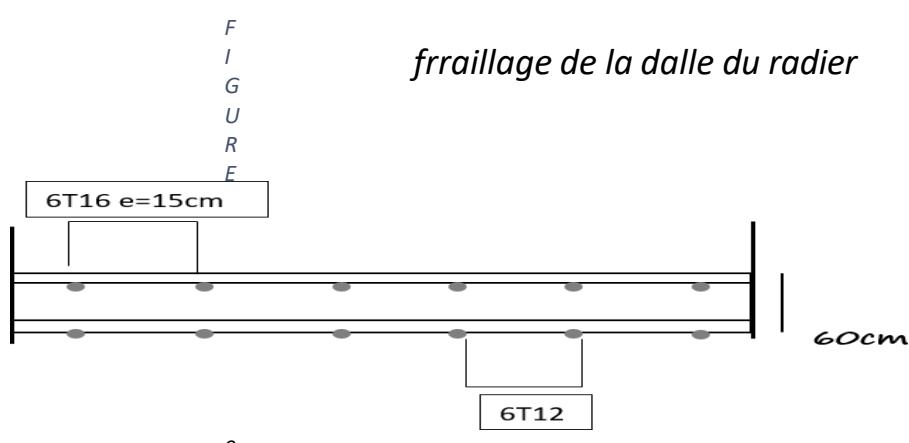
$$As = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{16.911 \times 10^{-3}}{0.995 \times 500} = 3.39 cm^2$$

Soit 4T12: $4.52 cm^2$

1- Armature de répartition :

$$Ar = \frac{As}{2} = 1.695 cm^2$$

Soit 8Φ6: $2.266 cm^2$



2- CONCLUSION

SOIT UN FERRAILLAGE $\frac{d}{e}$ COMPOSE DE (6T12) ($6.79 cm^2$) EN NAPPE INFERIEURE et (6T16)(12.1) en Nappe supérieure.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, notre toute première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Nous avons eu l'occasion durant notre stage effectué sur le site de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir mais le chemin est encore long pour prétendre être un « ingénieur ». Il nous reste beaucoup de chose à apprendre car le domaine du génie civil ne nous a pas encore livré tous ces secrets.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentation, du séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir l'ROBOT.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure reflète le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations : le modèle analysé, sans plus.
- Il est indéniable que l'analyse sismique consiste une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. rappelons que dans notre cas la structure composée uniquement de voiles et dalles.
- Le déplacement inter-étages qui est un indice de dommage au niveau des étages est également vérifié.
- La justification de l'effet P-Δ dans le cas du bâtiment étudié s'est révélée négative, tel que les coefficients calculés en chapitre V sont inférieurs à 0.1.
- La modélisation de l'escalier a été faite par la méthode simplifiée basée sur les trémies dans les dalles, ce qui a permis de fiabiliser les résultats obtenus.

BIBLIOGRAPHIE

Référence :

- BAEL91.
- RPA 99 version 2003.
- RPA 99 version 2024.
- CBA93.
- DTR : Les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Logiciel

Utilisée :

- Auto desk ROBOT version 2025.
- ROBOT EXPERT
- ROBOT COMPLET