

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : Génie Civil et Hydraulique

C :

R :

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master, Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un hôtel (bâtiment R+5+S. Sol), contreventement mixte,
en zone de sismicité moyenne**

Présenté par :

- ❖ **BEN MOHAMMED Rachid**
- ❖ **CHAIB Mohammed Bellkaid**

Soumis au jury composé de :

GHOUGALI Mammar	Maitre De Conférence B	Univ. Ouargla	Président
BOUZOUAID Samia	Maitre-Assistant A	Univ. Ouargla	Examineur
HACINI Slimane	Maitre-Assistant A	Univ. Ouargla	Encadreur

Année Universitaire : 2021 / 2022

Sommaire

	Page
Sommaire	I
Liste des figures	III
Liste des tableaux	VII
Liste des abréviations et symboles	X
Chapitre 1 : Introduction générale	1
I.1. Introduction	1
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Règlements utilisés	3
I.4. Etats limites et hypothèses du calcul	3
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	5
I.6. Sollicitation du calcul	9
Chapitre 2 : Prédimensionnement et descente des charges	11
II.1. Pré dimensionnement	11
II.2. Evaluation des charges	17
II.3. Descente des charges	21
Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires	26
III.1. Calcul de l'acrotère	26
III.2. Calcul des planchers	32
III.3. L'Escaliers	42
III.4. L'ascenseur	53
Chapitre 4 : Etude dynamique	66
IV.2. Choix de la méthode de calcul	66
IV.1. Introduction	66

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale	67
IV.4. Résultats de calcul	69
Chapitre 5 : Ferrailage des éléments porteurs	82
V.1. Ferrailage des poutres principales	82
V.2. Ferrailage des poteaux	110
V.3. Ferrailage des voiles	115
Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure	123
VI.1. Etude des voiles périphériques	123
VI.2. Etude du radier	128
Conclusion générale	143
Références bibliographiques	XIII
Annexes	XIV

Liste des figures

	Page
Chapitre I : Introduction générale	
Fig. (I-1). Diagramme contrainte déformation du béton (parabole rectangle)	6
Fig. (I-2). Diagrammes pour section partiellement comprimée	7
Fig. (I-3). Diagramme contrainte déformation de l'acier	9
Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges	
Fig. (II-1). Plancher à corps creux	11
Fig. (II-2). Prédimensionnement voiles	17
Fig. (II-3). Plancher Terrasse	18
Fig. (II-4). Plancher étage courant	19
Fig. (II-5). Mur extérieur	19
Fig. (II-6). Acrotère	20
Fig. (II-7). Surface prise par le poteau (PE-3)	21
Fig. (II-8). Niveaux de calcul de poteau (PE-3)	22
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Fig. (III-1). Section de calcul de l'acrotère	26
Fig. (III-2). Position de l'axe neutre	29
Fig. (III-3). Schéma de ferrailage de l'acrotère	31
Fig. (III-4). Types des poutrelles	33
Fig. (III-5). Poutre continue à n travée de la méthode des trois moments	34
Fig. (III-6). Section poutrelle en Té	35
Fig. (III-7). Voisinage d'appuis de poutrelle	39
Fig. (III-8). Liaison de compression à la nervure	39

Fig. (III-9). TLE 52 utilisée	41
Fig. (III-10). Vue en plan et coupes d'un escalier	42
Fig. (III-11). Schéma de charge équivalent type (a)	43
Fig. (III-12). Schéma de charge équivalent type (b)	43
Fig. (III-13). Schéma d'un ascenseur	53
Fig. (III-14). Schéma de poinçonnement de la dalle de l'ascenseur	56
Fig. (III-15). Distances des rectangles de poinçonnement	57
Fig. (III-16). Diagramme des moments de la dalle d'ascenseur à l'ELU	59
Fig. (III-17). Diagramme des moments de la dalle d'ascenseur à l'ELS	63
 Chapitre IV : Etude dynamique	
Fig. (IV-1). Modèle 3D - bloc A	70
Fig. (IV-2). Modèle 3D - bloc B	70
Fig. (IV-3). Vérification de renversement	71
Fig. (IV-4). Spectre de réponse V_x - bloc A	75
Fig. (IV-5). Spectre de réponse V_y - bloc A	76
Fig. (IV-6). Spectre de réponse V_x - bloc B	79
Fig. (IV-7). Spectre de réponse V_y - bloc B	80
 Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs	
Fig. (V-1). Armatures longitudinales 1er cas – section poutre	84
Fig. (V-2). Armatures longitudinales 2eme cas – section poutre	84
Fig. (V-3). Sollicitations poutre P1 à l'ELU– bloc A	85
Fig. (V-4). Sollicitations poutre P1 à l'ELS – bloc A	86
Fig. (V-5). Sollicitations poutre P1 à l'ELA – bloc A	86
Fig. (V-6). Sollicitations poutre P2 à l'ELU – bloc A	88

Fig. (V-7). Sollicitations poutre P2 à l'ELS – bloc A	88
Fig. (V-8). Sollicitations poutre P2 à l'ELA – bloc A	89
Fig. (V-9). Sollicitations poutre P3 à l'ELU – bloc A	90
Fig. (V-10). Sollicitations poutre P3 à l'ELS – bloc A	90
Fig. (V-11). Sollicitations poutre P3 à l'ELA – bloc A	91
Fig. (V-12). Sollicitations poutre P4 à l'ELU – bloc A	92
Fig. (V-13). Sollicitations poutre P4 à l'ELS – bloc A	92
Fig. (V-14). Sollicitations poutre P4 à l'ELA – bloc A	93
Fig. (V-15). Sollicitations poutre P5 à l'ELU – bloc B	94
Fig. (V-16). Sollicitations poutre P5 à l'ELS – bloc B	94
Fig. (V-17). Sollicitations poutre P5 à l'ELA – bloc B	95
Fig. (V-18). Sollicitation poutre s P6 à l'ELU – bloc B	96
Fig. (V-19). Sollicitations poutre P6 à l'ELS – bloc B	96
Fig. (V-20). Sollicitations poutre P6 à l'ELA – bloc B	97
Fig. (V-21). Sollicitations poutre P7 à l'ELU – bloc B	98
Fig. (V-22). Sollicitations poutre P7 à l'ELS – bloc B	99
Fig. (V-23). Sollicitations poutre P7 à l'ELA – bloc B	99
Fig. (V-24). Sollicitations poutre P8 à l'ELU – bloc B	101
Fig. (V-25). Sollicitations poutre P8 à l'ELS – bloc B	101
Fig. (V-26). Sollicitations poutre P8 à l'ELA – bloc B	102
Fig. (V-27). Diagramme efforts tranchant (max) de poutres – bloc A	106
Fig. (V-28). Diagramme efforts tranchant (max) de poutres – bloc B	108
Fig. (V-29). Ferrailage théorique des voiles (Bloc A - Sens x)	117
Fig. (V-30). Voile le plus sollicité (Bloc A - Sens x)	117

Fig. (V-31). Diagrammes de voiles (Robot expert BA 2010)	118
Fig. (V-32). Armatures verticales et horizontales de voiles (Robot expert BA 2010)	121
Fig. (V-33). Armatures de bord de voiles (Robot expert BA 2010)	122
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
Fig. (VI-1). Sollicitations Mxx du radier à l'ELU– bloc A	132
Fig. (VI-2). Sollicitations Mxx du radier à l'ELS– bloc A	132
Fig. (VI-3). Sollicitations Mxx du radier à l'ELA– bloc A	133
Fig. (VI-4). Sollicitations Myy du radier à l'ELU– bloc A	133
Fig. (VI-5). Sollicitations Myy du radier à l'ELS– bloc A	134
Fig. (VI-6). Sollicitations Myy du radier à l'ELA– bloc A	134
Fig. (VI-7). Section d'armatures du radier (Robot expert BA 2010) – bloc A	134
Fig. (VI-8). Sollicitations Mxx du radier à l'ELU– bloc B	137
Fig. (VI-9). Sollicitations Mxx du radier à l'ELS– bloc B	137
Fig. (VI-10). Sollicitations Mxx du radier à l'ELA– bloc B	138
Fig. (VI-11). Sollicitations Myy du radier à l'ELU– bloc B	139
Fig. (VI-12). Sollicitations Myy du radier à l'ELS– bloc B	139
Fig. (VI-13). Sollicitations Myy du radier à l'ELA– bloc B	140
Fig. (VI-14). Section d'armatures du radier (Robot expert BA 2010) – bloc B	140

Liste des tableaux

	Page
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tab. (III-1). Résultats poutrelle la plus sollicitée (1) à l'ELU	35
Tab. (III-2). Résultats poutrelle la plus sollicitée (1) à l'ELS	35
Tab. (III-3). Calcul de section d'armatures de poutrelle	36
Tab. (III-4). Calcul et vérification des contraintes de poutrelle	38
Tab. (III-5). Vérification de l'effort tranchant de poutrelle	38
Tab. (III-6). Vérification de la flèche de poutrelle	40
Tab. (III-7). Calcul de la flèche de poutrelle	41
Tab. (III-8). Sollicitations de l'escaliers type (a)	43
Tab. (III-9). Sollicitations de l'escaliers type (b)	43
Tab. (III-10). Calcul de ferrailage de l'escaliers type (a)	44
Tab. (III-11). Vérification à l'ELS de l'escaliers type (a)	44
Tab. (III-12). Choix d'armatures de l'escaliers type (a)	45
Tab. (III-13). Calcul de ferrailage de l'escaliers type (b)	45
Tab. (III-14). Vérification à l'ELS de l'escaliers type (b)	45
Tab. (III-15). Choix d'armatures de l'escaliers type (b)	46
Tab. (III-16). Moments isostatiques des rectangles de la dalle de l'ascenseur à l'ELU	58
Tab. (III-17). Moments isostatiques des rectangles de la dalle de l'ascenseur à l'ELS	62
Chapitre IV : Etude dynamique	
Tab. (IV-1). Périodes et facteurs de participation modale – bloc A	69
Tab. (IV-2). Périodes et facteurs de participation modale – bloc B	70
Tab. (IV-3). Vérification de renversement - direction x – bloc A	71

Tab. (IV-4). Vérification de renversement- direction y – bloc A	71
Tab. (IV-5). Vérification de renversement- direction x – bloc B	72
Tab. (IV-6). Vérification de renversement- direction y – bloc B	72
Tab. (IV-7). Vérification de l'effet P- Δ (Delta) - direction x – bloc A	72
Tab. (IV-8). Vérification de l'effet P- Δ (Delta) - direction y – bloc A	72
Tab. (IV-9). Vérification de l'effet P- Δ (Delta) - direction x – bloc B	73
Tab. (IV-10). Vérification de l'effet P- Δ (Delta) - direction y – bloc B	73

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Tab. (V-1). Sollicitations poutre P1 – bloc A	85
Tab. (V-2). Ferrailage de la section de poutre P1 – bloc A	87
Tab. (V-3). Sollicitations poutre P2 – bloc A	87
Tab. (V-4). Ferrailage de la section de poutre P2 – bloc A	89
Tab. (V-5). Sollicitations poutre P3 – bloc A	90
Tab. (V-6). Ferrailage de la section de poutre P3 – bloc A	91
Tab. (V-7). Sollicitations poutre P4 – bloc A	92
Tab. (V-8). Ferrailage de la section de poutre P4 – bloc A	93
Tab. (V-9). Sollicitations poutre P5 – bloc B	94
Tab. (V-10). Ferrailage de la section de poutre P5 – bloc B	95
Tab. (V-11). Sollicitations poutre P6 – bloc B	96
Tab. (V-12). Ferrailage de la section de poutre P5 – bloc B	97
Tab. (V-13). Sollicitations poutre P7 – bloc B	98
Tab. (V-14). Ferrailage de la section de poutre P7 – bloc B	100
Tab. (V-15). Sollicitations poutre P8 – bloc B	100
Tab. (V-16). Ferrailage de la section de poutre P8 – bloc B	102

Tab. (V-17). Donnée de vérification de l'efforts tranchants de poutres – bloc A	106
Tab. (V-18). Vérification de la contrainte tangente limite ultime de poutres – bloc A	107
Tab. (V-19). Vérification de la contrainte de compression (bielle) de poutres – bloc A	107
Tab. (V-20). Vérification des armatures inférieures d'appuis de poutres – bloc A	107
Tab. (V-21). Vérification de la contrainte moyenne de compression de poutres – bloc A ...	107
Tab. (V-22). Donnée de vérification de l'efforts tranchants de poutres – bloc B	108
Tab. (V-23). Vérification de la contrainte tangente limite ultime de poutres – bloc B	108
Tab. (V-24). Vérification de la contrainte de compression (bielle) de poutres – bloc B	108
Tab. (V-25). Vérification des armatures inférieures d'appuis de poutres – bloc B	109
Tab. (V-26). Vérification de la contrainte moyenne de compression de poutres – bloc B ...	109
Tab. (V-27). Donnée de calcul de l'armature transversale des poutres (Bloc A et B)	109
Tab. (V-28). Calcul et vérification de l'armature transversale des poutres (Bloc A et B) ...	110
Tab. (V-29). Effort tranchant des poteaux (Robot 2022) - Bloc A	113
Tab. (V-30). Sollicitations max des poteaux (Robot 2022) - Bloc A	114
Tab. (V-31). Effort tranchant des poteaux (Robot 2022) - Bloc B	114
Tab. (V-32). Sollicitations max des poteaux (Robot 2022) - Bloc B	114
Tab. (V-33). Sollicitations max de voiles (Robot 2022)	117

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab. (VI-1). Sollicitations Mxx du radier – bloc A	131
Tab. (VI-2). Sollicitations Myy du radier – bloc A	133
Tab. (VI-3). Sollicitations Mxx du radier – bloc B	136
Tab. (VI-4). Sollicitations Myy du radier – bloc B	138

Liste des abréviations et symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.

R : Coefficient de comportement de la structure

BAEL : Béton armé à l'état limite.

Br : Section réduite du béton.

C : Centre de flexion.

D_i : Facteur d'amplification dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).

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

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

e : Epaisseur, excentricité.

F : Force.

G : Charge permanente.

g : Largeur de la marche.

H : Hauteur totale du bâtiment.

I : Moment d'inertie.

K_s : Coefficient du site.

L : Portée.

M : Moment, masse.

M₀ : Moment en travée isostatique.

M_t : Moment en travée de la poutre considérée.

M_a : Moment sur appuis.

M_u : Moment ultime.

N_G : Effort normal développé par les charges permanentes.

N_Q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.

N_u : Effort normal ultime..

P, W : Poids.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

q : Densité de charge répartie.

RPA : Règlement parasismique Algérien.

S : Surface de l'élément considéré, force sismique

S_t : Espacement entre armatures.

T : Effort tranchant, période.

V : Effort tranchant, action sismique à la base.

d' : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

a : Cote du poteau carré.

b : Largeur de la poutre.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_e : limite élastique de l'acier.

l_f : Longueur du flambement.

α : Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.

γ : Poids volumique

β : Coefficient de majoration dynamique.

γ_b : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.

γ_s : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.

δ : Coefficient de dimension, déplacement.

ε : Déformation relative du béton comprimé.

ε_b : Déformation relative de l'acier tendu.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Coefficient d'élanement.

μ_r : Moment résistant.

σ : Contrainte normale.

σ_{bc} : Contraint de compression de béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton.

σ_s : Contrainte dans l'acier.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de service de l'acier.

σ_{s10} : Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.

τ : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement.

ν : Coefficient de poisson.

Chapitre I :

Introduction générale

Chapitre I : Introduction générale

I.1. Introduction

Les structures en béton armé ont souvent été considérablement endommagées lors de séismes majeurs, en particulier les structures en portique. Ces dommages sont généralement dus à une conception architecturale sismique incorrecte, à un ferrailage inadéquat ou à une mauvaise qualité d'exécution.

L'ingénieur doit appliquer la réglementation afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix de système de contreventement dépend de certaines considérations, soit la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction et les contraintes architecturales.

L'objectif de cette étude est d'étudier une structure en béton armé d'un bâtiment, comprenant un rez-de-chaussée plus cinq (5) étages avec un sous-sol, à usage hôtelier, situé à la willaya de Skikda classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

La modélisation de la structure et le calcul dynamique, sont réalisés à l'aide du logiciel Robot v 2022, respectant certaines réglementations, à savoir, RPA 99 version 2003, BAEL91, DTR algériens ...

Nous allons calculer les éléments structurels de notre bâtiment, à travers les étapes suivantes :

- Introduction générale
- Prédimensionnement et Descente des charges
- Calcul des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Ferrailage des éléments porteurs
- Etude de l'infrastructure
- Conclusion générale

I.2. Présentation du projet

L'ouvrage à étudier est un bâtiment, composé d'un rez-de-chaussée et 5 niveaux et sous-sol à usage hôtelier. Il est implanté dans la wilaya de Skikda.

La structure du bâtiment est mixte (voiles - portiques) en béton armé.

Caractéristiques géométriques :

Largeur en plan 24m.

La longueur en plan 35m.

Hauteur de RDC 3.60m.

Hauteur d'étage courant 3.24m.

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 19.80m

Ce projet comporte deux blocs (A) et (B) séparés par des joints de dilatation et sismique.

Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par l'RPA 99/V 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible du sol = 2 bars

Caractéristiques structurelles :

Structure : en Béton Armé

Système structurel : Portiques (Poteaux-Poutres) et des Voiles

Planchers : en Corps creux

Maçonnerie : maçonnerie en brique creuse

Cage d'Escalier / Ascenseur : L'accès aux étages supérieurs est assuré par l'ascenseur et une cage d'escalier droit à trois volées.

I.3. Règlements Utilisés

L'étude est basée sur des différents règlements, les calculs proprement "béton armé" font référence aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites "BAEL 91".

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de RPA99/version 2003, d'après les Conditions de l'article, 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un Contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 M, par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles.

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier la condition suivante :

- les voiles de contreventement reprendre doivent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales
- les charges horizontales sont reprise conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction a tous les niveaux
- les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.4. Etats limites et hypothèses du calcul

I.4.1. Définition

Un état limite est un état où la structure ou l'élément de la structure est mis hors service, c'est-à-dire il cesse de remplir les fonctions pour lesquelles, il a été conçu :

Les états limites se classent en deux catégories :

- Les états limites ultimes.
- Les états limites de service.

I.4.2. Les états limites ultime E.L.U

Cet état est correspondant à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Les hypothèses du calcul à cet état sont :

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation (principe de Bernoulli).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées :

Pour l'allongement unitaire de l'acier à 1%.

Pour le raccourcissement unitaire de l'acier du béton à 0,35% en flexion, et à 0,2% en compression simple.

- On peut supposer concentrée à son centre de gravité, la section d'un groupe de plusieurs barres.

I.4.3. Les états limites de service

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- a- Un état limite de compression du béton.
- b- Un état limite d'ouverture des fissures.

Les hypothèses du calcul sont :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligeable.
- Le béton et l'acier sont considérés comme matériaux linéairement élastiques et il fait abstraction du retrait et du fluage du béton $\sigma = E \cdot \varepsilon$.
- Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, dit le coefficient d'équivalence est près égal à $\eta = \frac{E_s}{E_i} = 15$.
- On ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé, on peut en outre supposer que la section d'acier est concentrée à son centre de gravité.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

La réalisation de cette structure est basée sur la combinaison technique de deux matériaux à savoir : le béton et l'acier.

I.5.1. Béton

On appelle béton, la pierre artificielle obtenue au durcissement d'un mélange de liant hydraulique "ciment", d'agrégat "sable et gravier" d'eau, et d'adjuvants, dont les proportions sont convenablement choisies, a pour objet d'obtenir des meilleures caractéristiques.

La confection du béton se fait par malaxage à l'aide d'une bétonnière ou centrale à béton.

Pour 1m^3 de béton dont les proportions suivantes.

- Ciment plus utilisé CPA 325 dosé à 350 kg/ m^3 .
- Sable plus utilisé 400 kg/ m^3 de diamètre $D_s < 5\text{mm}$.
- Gravier plus utilisé 800 kg/ m^3 de diamètre $D_G < 25\text{mm}$.
- Eau de gâchage 175 L/ m^3 .

a- Résistance caractéristique

Résistance du béton à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge.

Cette résistance mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 m^2 de diamètre $D = 16\text{cm}$, et de hauteur $h = 32\text{cm}$.

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

La résistance à la compression à j jours d'âge est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

Résistance à la traction :

Est définie conventionnellement par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

b- Les contraintes limites**- Contrainte limite ultime :****Contrainte limite de compression :**

La contrainte de compression $\bar{\sigma}_{bc}$ est définie par $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité où :

{	$\gamma_b = 1.15$	cas accidentel
	$\gamma_b = 1.5$	cas général

θ est en fonction de la durée d'application t des combinaisons d'actions :

$\theta = 1,00$ dans le cas où le temps $t > 24$ heures

$\theta = 0,90$ dans le cas où le temps $1 \text{ heure} \leq t \leq 24$ heures

$\theta = 0,85$ dans le cas où le temps $t < 1$ heure

D'où : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.47 \text{ MPa}$ Cas accidentel ($\theta = 1,00$)

$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$ Cas général ($\theta = 1,00$)

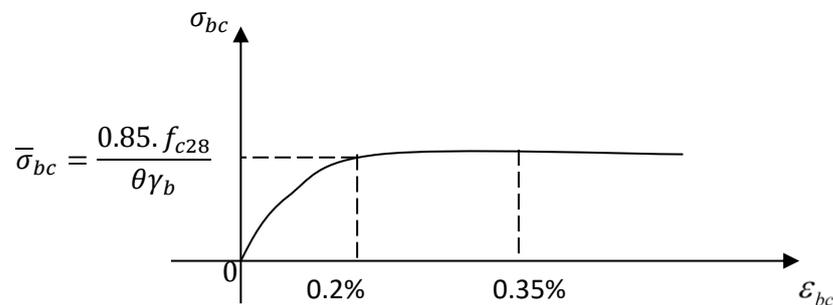


Fig. (I-1). Diagramme contrainte déformation du béton (parabole)

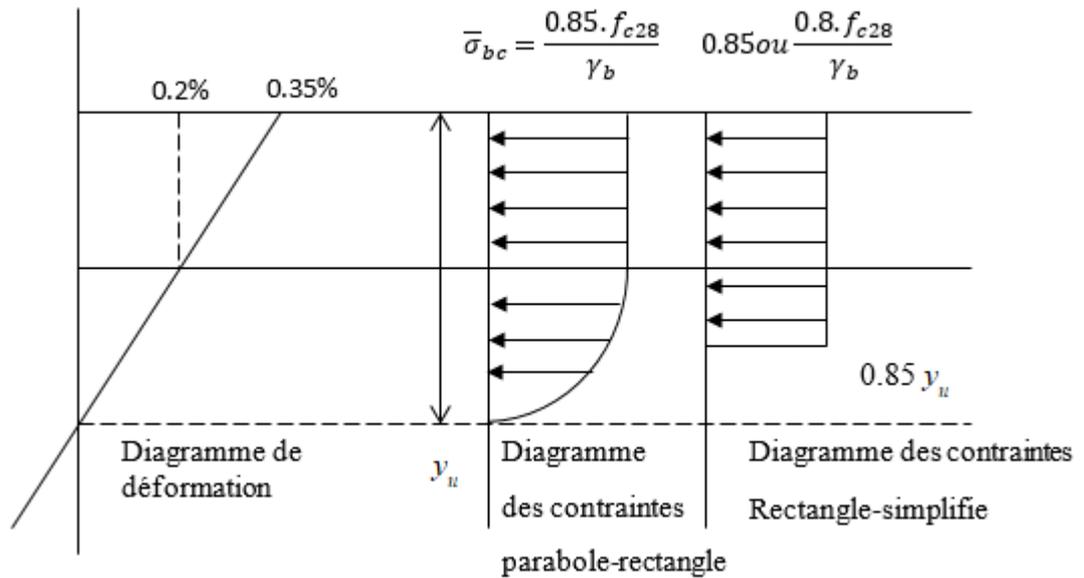


Fig. (I-2). Diagrammes pour section partiellement comprimée

Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte du cisaillement dans le béton τ_u est définie par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Où :} \quad \begin{cases} V_u : \text{L'effort tranchant ultime.} \\ b_0 : \text{Largeur de la pièce.} \\ d : \text{Hauteur utile.} \end{cases}$$

La contrainte limite du cisaillement est déterminée selon le cas des fissurations et la position des barres.

Pour la fissuration peu nuisible et barres droites

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5MPa \right] = 3.33 MPa$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable droite et barres droites.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4MPa \right] = 2.5 MPa$$

Pour les barres inclinées d'angle 45°

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\left(\frac{0,27 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 7MPa \right] = 4.5 MPa$$

- Contrainte limite de service :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

c- Module de déformation longitudinale :

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ Pour déformation instantanée due aux charges de courte durée (moins de 24 heures).

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ Pour déformation différée due aux charges de longue durée (plus de 24 heures).

d- Coefficient de Poisson :

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à E.L. S}$$

$$\nu = 0 \text{ à E.L. U}$$

I.5.2. Acier

L'acier est un alliage fer + carbone en faible pourcentage, les aciers utilisés pour le béton armé se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

Le caractère de base est la limite élastique garantie F_e pour notre projet on utilise :

- Acier à haute adhérence (H . A) Fe E400 de limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Rands lisses (RL) Fe E24 utilisés généralement comme cadres et épingles $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) de $\phi \leq 6 \text{ mm}$ et de limite élastique $f_e = 500 \text{ MPa}$

a- Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier E_s est près égal à $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ (module d'Young)

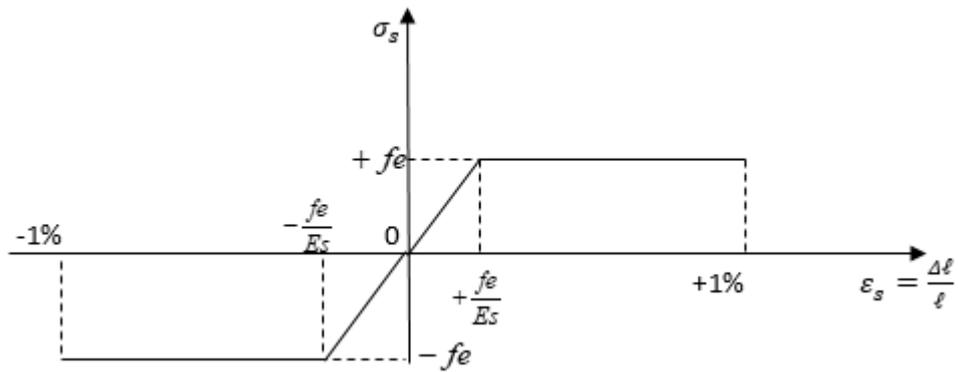


Fig. (I-3). Diagramme contrainte déformation de l'acier

b- Contraintes admissibles de l'acier :

$$\text{à E.L.U } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{où : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Cas général.} \\ \gamma_s = 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$$\text{à E.L.U - cas de fissuration peu nuisible } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{- Cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\text{- Cas de fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

$$\text{Où } \eta \text{ le coefficient de fissuration : } \begin{cases} \eta = 1 & \text{Pour acier doux} \\ \eta = 1.6 & \text{Pour acier HA} \end{cases}$$

I.6. Sollicitation du calcul

Les sollicitations sont des forces et des moments dues aux charges, et aux déformations de la structure qui sont calculées en utilisant un module élastique linéaire, ces calculs sont conduits à partir des sections brutes.

Ces sollicitations sont :

I.6.1. Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'E.L.U

On distingue deux types de sollicitation :

a- Sollicitation durable à partir de la combinaison fondamentale :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{Qi} \cdot Q_i$$

Avec : G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : une action variable dite de base.

$Q_{i(i>1)}$: Les autres actions variables dites d'accompagnement.

γ_{Q1} : 1,5 dans le cas général.

Ψ_{Qi} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement.

b- Sollicitation accidentale:

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_i$$

Avec = F_A = Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$ = Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$ = valeur quasi – permanente d'une autre action variable.

I.6.2. Sollicitation de calcul vis à vis de L'E.L.S.

Elles résultent des combinaisons d'actions dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{Qi} \cdot Q_i$$

Chapitre II :
Prédimensionnement
et descente des charges

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

II.1. Pré dimensionnement

Le Pré dimensionnement, est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les Dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 – version 2003 -", et le "BAEL 91"

II.1.1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

On distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

1- Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux et de nervures.

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{BAEL91 / 7.6.8, 424}]$$

Alors : $0.19 \leq h_t \leq 0.24$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L : Plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

Où = 16cm est l'épaisseur de corps creux, 4cm est l'épaisseur de dalle de compression.

L'entre axe utilisé est $D=68\text{cm}$.

$D=b_0+\ell=12+56=68\text{cm}$.

$b=2b_1+b_0$.

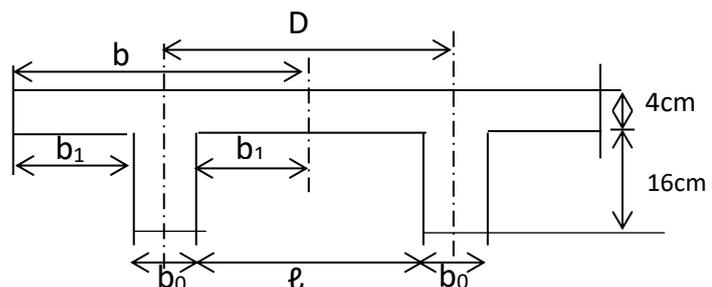


Fig. (II-1). Plancher à corps creux

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\ell}{2} = \frac{56}{2} = 28cm \\ \frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41cm \end{array} \right.$$

Alors : $b_1 = 28 \text{ cm}$

Donc $b = 2(28) + 10 = 68 \text{ cm}$

2- Dalle pleine

Ce sont des plaques minces en béton armé coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends importante comparé aux autres portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique.

Dans notre structure on a des dalles plaines :

$$\rho = L_x / L_y \geq 0.4$$

Sachant que L_x : est le petit porté

Donc la dalle travailler dans deux sens (X ; Y)

$$L_x/50 \leq e \leq L_y/40$$

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11cm

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque l'épaisseur minimale de la dalle est de 14 cm.

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

II.1.2. Pré dimensionnement des poutres

Selon le règlement BAEL, les poutres seront pré dimensionnées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases} \quad (\text{Poutre isostatique})$$

1- Poutres principales

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

D'où $31.67\text{cm} \leq h \leq 47.50\text{cm}$, on prend alors $h=40\text{cm}$.

On prend $b=30\text{cm}$

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport : $b/h \leq 4$

$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

b_1 : largeur de poteau

Donc, pour les poutres porteuses, et pour mesure de sécurité on prendra la section:

$$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2.$$

2- Poutres secondaires (chaînages)

$$\text{On a : } \begin{cases} \frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.5h \end{cases}$$

D'où $23.67\text{cm} \leq h \leq 35.50\text{cm}$, on prend alors $h=35\text{cm}$.

On prend $b=30\text{cm}$

Donc, pour les poutres non porteuses, et pour mesure de sécurité on prendra la section :

$$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2.$$

II.1.3. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés en compression simple, les étapes de Prédimensionnement des poteaux sont :

- On choisit le poteau le plus sollicité.
- On détermine la surface reprise par ce poteau.
- On effectue la descente des charges G et Q.
- On détermine Nu et on fera les calculs à l'ELU.

Le poteau choisi : Pour notre projet, on prend le poteau :

Le plus sollicité qui est le poteau (E-3).

La surface est prise au-dessus du Poteau situé entre l'axe 3 et l'axe E.

- Le poteau P (E-3) à une section carrée (a×a) pour 1er à 5ème étages.

Et une section circulaire de diamètre D pour le RDC et le sous-sol.

- L'effort normal Nu appliqué sur le poteau est donné à l'E.L.U par :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q.$$

- Le dimensionnement se fait par la formule suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br}{0.9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{Br \gamma_s} \right]}$$

Où : $f_e = 400$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa.

- A_s : Section d'acier intervenant efficacement dans l'instabilité du poteau.
- Br : Section du béton réduite.

Où : $Br = (a-2)^2 \text{ cm}^2$ pour section carrée.

$$Br = \frac{\Pi}{4} (D-2)^2 \text{ Pour section circulaire.}$$

Le rapport $\frac{A_s}{Br}$ doit vérifier la condition suivante :

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{Br} \leq 5\% ; \text{ on choisit } A_s/Br = 1\% .$$

- α : c'est un coefficient tenant compte de l'excentricité accidentelle et du

Phénomène d'instabilité, il dépend de l'élanement λ du poteau.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

On a :

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3} \cdot \ell_f}{a} \quad \text{Pour section carrée.}$$

$$\text{Et } \lambda = \frac{4 \cdot \ell_f}{D} \quad \text{Pour section circulaire.}$$

Où ℓ_f = longueur de flambement.

- Pour le sous-sol et le 1^{er} à 5^{ème} étage $\ell_f = 0.70$. $\ell_0 = 0.7(2.84) = 1.99$ m.

- Pour RDC. $\ell_f = 0.7$. $(3.20) = 2.24$ m.

- On prend $\lambda=35$, pour que toutes les armatures participent à la résistance, dans ce cas : $\beta = 1.2$, alors $\alpha = 0.708$.

$$\text{On aura alors : } a = \frac{2\sqrt{3}}{\lambda} \cdot \ell_f = \frac{2\sqrt{3}}{35} \cdot \ell_f \approx \frac{\ell_f}{10}$$

$$\Rightarrow a = \frac{1.99}{10} = 0.199m = 19.9cm \quad (\text{Pour section carrée}).$$

Donc, on prend une section carrée (40×40).

$$\text{Et : } D = \frac{4 \cdot \ell_f}{\lambda} = \frac{4 \cdot \ell_f}{35} \approx \frac{\ell_f}{9} \quad (\text{pour section circulaire}).$$

$$\Rightarrow D = \frac{2.24}{9} = 0.249m = 24.9cm$$

Donc, on prend une section circulaire de diamètre 40cm.

- Vérification des sections des poteaux d'après BAEL.

Poteau P (E-3) (carré).

$$Nu = 1.35 (761.51) + 1.5 (203.52) = 1333.32 \text{ KN}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{0.708 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1}{100} \cdot \frac{400}{1.15} \right]} \approx 0.064Nu$$

$$\Rightarrow Br \geq 0.064(1333.32 \times 10^3) = 85332.48 \text{ mm}^2 = 853.32 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a_{min} = 31.21 \text{ cm}$$

On prend la section (a×a) = (40×40) cm²

Poteau P (E-3) (circulaire)

$$Nu = 1.35 (761.51) + 1.5 (203.52) = 1333.32 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Br \geq 0.064(1333.32 \times 10^3) = 85332.48 \text{ mm}^2 = 853.32 \text{ cm}^2$$

$$D_{min} = 2 \sqrt{\frac{Br}{\pi}} + 2 = 34.96 \text{ cm}$$

On prend une section de diamètre D = 40 cm.

Conclusion :

Donc, pour notre projet, tous les poteaux carrés seront prés dimensionnés :

$$(a \times a) = (40 \times 40) \text{ cm}^2.$$

Et on adopte une section de diamètre D=40 cm, pour les neufs poteaux circulaires de RDC et les neufs poteaux circulaires de sous-sol.

II.1.4. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à RPA 99 version 2003 :

L'épaisseur (a) est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la condition de rigidités aux extrémités.

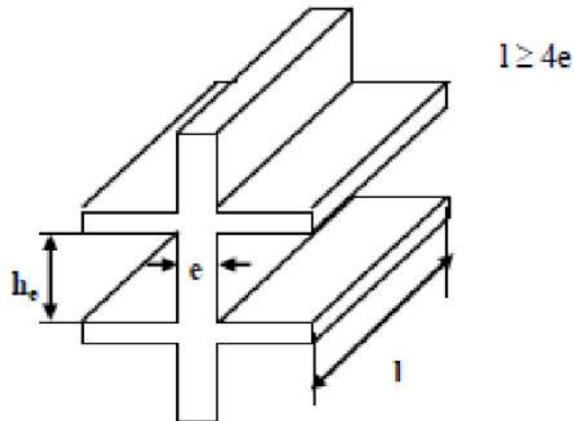


Fig. (5). Prédimensionnement voiles

Les voiles de notre ouvrage sont linéaires donc on choisira :

$$a \geq h_e/20$$

$$a \geq 340/20$$

$$a \geq 17 \text{ cm}$$

On prend $e_p = a = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse une fonction de contreventement il faut que la longueur minimale :

$$L_{\min} \geq 4 e_p$$

$$L_{\min} \geq 4 (20)$$

$$L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

On prend $L_{\min} = 100 \text{ cm}$

II.2. Evaluation des charges

Pour l'obtention d'une bonne résistance et stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire d'avoir une uniformité des distributions des charges au niveau de tous les éléments porteurs de chaque plancher.

II.2.1. Evaluation des charges des planchers

Plancher-terrasse

Charges permanentes

- 1- Gravier roulé de protection lourde (e=5cm) = 1 KN/m².
 - 2- Etanchéité multicouche (e=2cm) = 0.12 KN/m².
 - 3- Forme de pente (e=1cm) = 2.2 KN/m².
 - 4- Isolation thermique de polystyrène = 0.10 KN/m².
 - 5- Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4cm)..... = 2.85 KN/m².
 - 6- Enduit au mortier (e=2cm) = 0.36 KN/m².
- Alors la charge permanente de terrasse Gt = 6.50 KN/m².
- Pour dalle pleine ep = 15cm = 3.75 KN/m² ... d'où Gt = 7.40 KN/m².

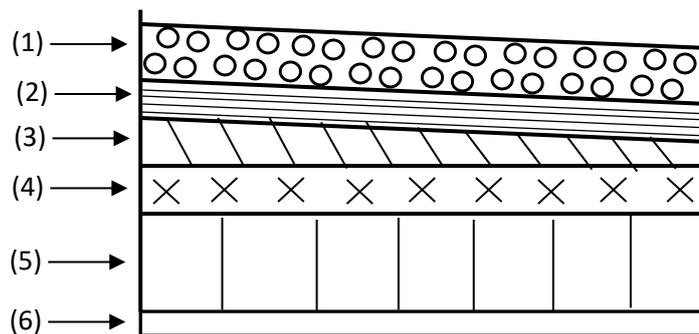


Fig. (II-3). Plancher Terrasse

Charge d'exploitation

Terrasse non accessible Qt = 1 KN/ m².

Plancher étage courant

Charges permanentes

- 1- Carrelage + mortier de pose de 2 cm = 0.60 KN/m².
- 2-Lit de sable (e=2cm) = 0.36 KN/m².
- 3- Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4 cm)..... = 2.85 KN/m².
- 4- Enduit au mortier (e=2 cm) = 0.36 KN/m².

5- Cloisons légères de distribution = 0.9 KN/m².

La charge permanente de plancher étage courant Ge = 5.07 KN/m².

Pour dalle pleine ep = 15cm = 3.75 KN/m² ... d'où Ge = 5.97 KN/m².

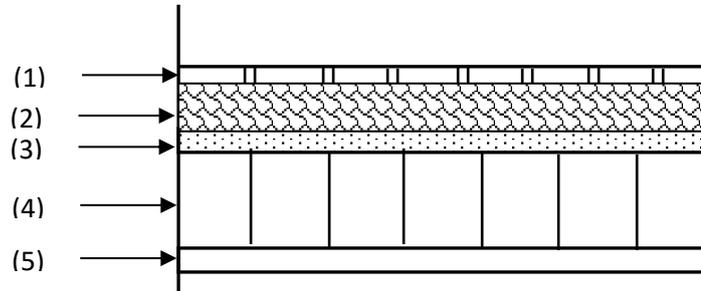


Fig. (II-4). Plancher étage courant

Charge d'exploitation

Bâtiment d'habitation collective Qe = 2.50 KN/m²

II.2.2. Evaluation des charges des Murs extérieurs (maçonnerie)

Charge permanentes

- Brique creux (e=15cm) = 1.35 kN/m².

- Brique creux (e=10cm) = 0.90 KN/m².

- Enduit extérieur de ciment (e=2cm) = 0.36 KN/m².

- Enduit intérieur de plâtre (e=1.5cm) = 0.15 KN/m².

Alors la charge permanente de mur extérieur est : Gm = 2.76 KN/m².

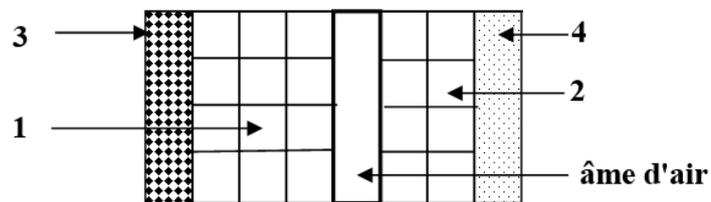


Fig. (II-5). Mur extérieur

II.2.3. Evaluation des charges de l'acrotère

Pour notre projet, Acrotère est de hauteur 90 cm,

Charge permanente

C'est le poids propre de l'acrotère :

$$G_A = \left[(0.9 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \left(\frac{1}{2} \times 0.1 \times 0.02\right) \right] \times 2500 \times 1$$

$$G_A = 2.48 \text{ KN/ml}$$

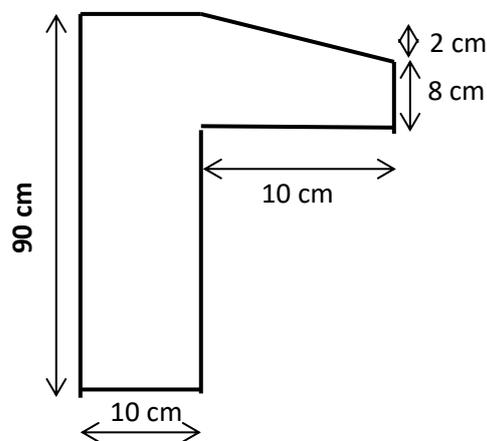


Fig. (II-6). Acrotère

Charge d'exploitation

C'est une charge horizontale due à la main courante : $Q_A = 1 \text{ KN/ml}$

II.2.4. Evaluation des charges de l'escaliers et balcons

Palier ep = 15 cm

Charge permanente $G = 5.97 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Paillasse ep = 15 cm

Charge permanente $G = 7.55 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Balcons $ep = 15\text{ cm}$

Charge permanente $G = 5.97\text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 3.50\text{ KN/m}^2$

II.3. Descente des charges

On appelle "descente des charges", l'opération qui consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction 'poteau ou mur', les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Il faut donc d'abord considérer la nature et l'importance des forces agissantes sur les bâtiments.

Ce sont les charges permanentes ou poids mort, les surcharges d'exploitation, et les surcharges climatiques, ces dernières seront négligées pour notre bâtiment.

- On prend le poteau le plus sollicité (P_{E-3}) comme un exemple de calcul de descente des charges.

La surface est prise au-dessus du Poteau situé entre l'axe 3 et l'axe E.

- la surface afférente : 16.77 m^2

- Longueur afférente des PP : 4.725 m

- Longueur afférente des PS : 3.55 m

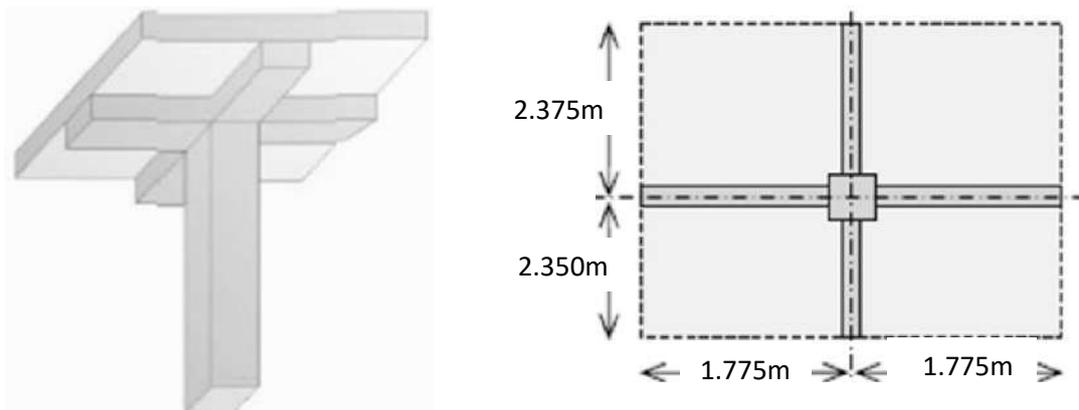


Fig. (II-7). Surface prise par le poteau (P_{E-3})

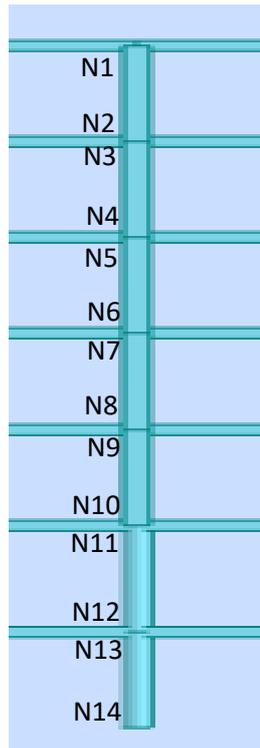


Fig. (II-8). Niveaux de calcul de poteau (P_{E-3})

II.3.1. Charges permanente G

Niveau 1 :

Terrasse : 6.50 (2.213×1.625×4) = 93.503 KN.

Poutre principale : 25×0.3×0.4×4.325 = 12.975 KN.

Poutre secondaire : 25×0.3×0.35×3.15 = 8.269 KN.

Total = 108.747 KN.

Niveau 2 : Venant de N1= 108.747 KN.

Poteau : 25× 0.4×0.4×3.44 = 13.76 KN.

Total: 122.507 KN.

Niveau 3 : Venant de N2 = 122.507 KN.

Plancher : 5.07 (2.213×1.625×4) = 72.932 KN.

Poutre principale : = 12.975 KN.

Poutre secondaire = 8.269 KN.

Total : 216.683 KN.

Niveau 4 : Venant de N3= 216.683 KN.

Poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.24 = 12.96$ KN.

Total : 229.643 KN.

Niveau 5 : Venant de N4= 229.643 KN.

Plancher : = 72.932 KN.

Poutre principale : = 12.975 KN.

Poutre secondaire = 8.269 KN.

Total : 323.810 KN.

Niveau 6 : Venant de N5= 323.810 KN.

Poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.24 = 12.96$ KN.

Total : 336.770 KN.

Niveau 7 : Venant de N6= 336.770 KN.

Plancher : = 72.932 KN.

Poutre principale : = 12.975 KN.

Poutre secondaire = 8.269 KN.

Total : 430.946 KN.

Niveau 8 : Venant de N7= 430.946 KN.

Poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.24 = 12.96$ KN.

Total : 443.906 KN.

Niveau 9 : Venant de N8= 443.906 KN.

Plancher : = 72.932 KN.

Poutre principale : = 12.975 KN.

Poutre secondaire = 8.269 KN.

Total : 538.082 KN.

Niveau 10 : Venant de N9= 538.082 KN.

Poteau : $25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.24 = 12.96$ KN.

Total : 551.042 KN.

Niveau 11 : Venant de N10= 551.042 KN.

Plancher : = 72.932 KN.

Poutre principale : = 12.975 KN.

Poutre secondaire = 8.269 KN.

Total : 645.218 KN.

Niveau 12 : Venant de N11= 645.218 KN.

Poteau : $25 \times 3.14 \times 0.2^2 \times 3.60 = 11.31$ KN.

Total : 656.528 KN.

Niveau 13 : Venant de N12= 656.528 KN.

Plancher : = 72.932 KN.

Poutre principale : = 12.975 KN.

Poutre secondaire = 8.269 KN.

Total : 750.704 KN.

Niveau 14 : Venant de N13= 750.704 KN.

Poteau : $25 \times 3.14 \times 0.2^2 \times 3.44 = 10.807$ KN.

Total : 761.511 KN.

II.3.2. Charges d'exploitation Q

Niveau N1 et N2 :

$$Q_0 = 1 \times 1.00 \times 16.614 = 16.614 \text{ KN}$$

Niveau N3 et N4 :

$$Q_0 + Q_1 = 16.614 + (2.50 \times 16.614) = 58.149 \text{ KN}$$

Niveau N5 et N6 :

$$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 16.614+0.95 (2 \times 41.535) = 95.530 \text{ KN}$$

Niveau N7 et N8 :

$$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 16.614+0.90 (3 \times 41.535) = 128.758 \text{ KN}$$

Niveau N9 et N10 :

$$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 16.614+0.85 (4 \times 41.535) = 157.833 \text{ KN}$$

Niveau N11 et N12 :

$$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 16.614+0.80 (5 \times 41.535) = 182.754 \text{ KN}$$

Niveau N13 et N14 :

$$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 16.614+0.75(6 \times 41.535) = \mathbf{203.522 \text{ KN}}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On va calculer quatre éléments secondaires de notre projet, qui sont l'acrotère, les planchers, les escaliers, l'ascenseur.

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément vertical en béton armé coulé sur place, considéré comme une console encastrée au plancher terrasse, il est calculé en flexion composée sous l'action de :

- Effort normal N dû au poids propre de l'acrotère G .
- Moment M dû à une force Horizontale F .

On fera le calcul sur une bande de 1m de largeur

II.1.1. Charges sollicitant de l'acrotère

a- Charge permanente : le poids propre de l'acrotère

$$G = 247.5 \times 1 = 247.5 \text{ daN.}$$

b- force horizontale d'exploitation : $F = F_Q$

F_Q : Surcharge d'exploitation due à la poussée de la main courante,

$$F_Q = 1 \text{ KN/ml, donc : } Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN.}$$

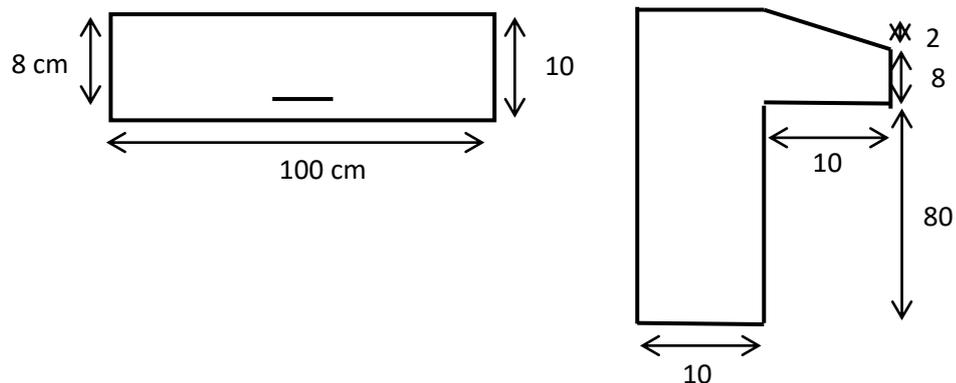


Fig. (III-1). Section de calcul de l'acrotère

La fissuration est préjudiciable parce que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc le calcul se fait à l'E.L.U et à l'E.L.S.

III.1.2. Ferrailage à l'E.L.U

$$N_u = G = 247.5 \text{ daN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot Q \cdot \ell = 1.5 \times 1.00 \times 0.90 = 135 \text{ daN.m}$$

$$\text{l'excentricité } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{135}{247.5} = 0.5454 \text{ m} = 54.54 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} < e = 54.54 \text{ cm}$$

Alors le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Le moment est donné par :

$$M = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\text{Où : } d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M = 135 + 2.475 (0.08 - 0.05) = 145.02 \text{ daN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple avec la valeur de moment M déjà calculée.

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{145.02 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0.08)^2 \times 11.33} = 0.0200$$

$$\mu = 0.0200 (\mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0)$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}, \quad \alpha_R = 0.668, \quad \mu_R = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0253$$

$$\Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.92 \text{ cm}$$

$$\mu \leq 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors : } A_{s1} = \frac{M}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{145,02 \cdot 10^{-5}}{0,0792 \cdot 348} = 5,26 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.526 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures A_s sera :

$$A_s = A_{s1} = \frac{Nu}{100 \cdot \sigma_s} = 0.526 \frac{247.5 \times 100}{100 \times 348} = 0.430 \text{ cm}^2$$

III.1.3. Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d^2 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{1.8}{400} = 0.828 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s = A_{\min} = 0.828 \text{ cm}^2$

Donc, on adopte : 5 T 6 = 1.41 cm².

Espace de 20 cm.

L'armature de répartition.

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.3525 \text{ cm}^2, \text{ On prend 3 T 6} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

III.1.4. Vérification à E.L.S.

$$M_{ser} = Q \cdot \ell = 100 \times 0.90 = 90 \text{ daN.m}$$

$$M_{ser} = G = 247.5 \text{ daN}$$

La fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \langle \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \langle \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(1.10 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}, 240 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400, \max \left(1.10 \sqrt{1.6 \cdot 1.8}, 240 \text{ MPa} \right) \right\}$$

$$= 240 \text{ MPa}$$

$$\text{L'excentricité : } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{90}{247.5} = 0.3636 \text{ m} = 36.36 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$e = 36.36 > e_0 = 1.67$$

Alors la section est partiellement comprimée.

a. Détermination de la position de l'axe neutre

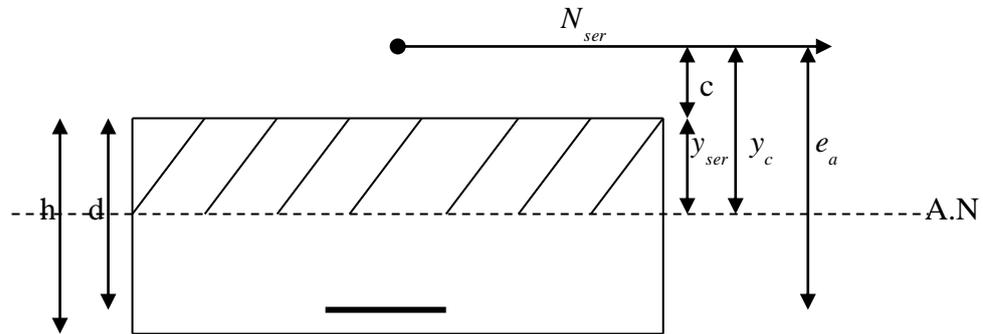


Fig. (III-2). Position de l'axe neutre

C : est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée de la section

$$c = d - e_a ;$$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 36.36 + (8 - 5) = 39.36 \text{ cm} \Rightarrow c = 8 - 39.36 = -31.36 \text{ cm}$$

y_c : est la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$y_{ser} = y_c + c \text{ Ou } y_c \text{ est une solution de l'équation : } y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - (c-d)6n \cdot \frac{A_s}{b} + (d-c)6n \cdot \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2c^3 - (c-d)^2 \cdot 6n \cdot \frac{A_s}{b} + (d-c)^2 \cdot 6n \cdot \frac{A_s}{b}$$

$$\Rightarrow p = -3(31.36)^2 + (8 + 31.36) \times 6 \times 15 \times \frac{1.41}{100} = -2900.401$$

$$\Rightarrow q = 2(31.36)^3 - (8 + 31.36)^2 \times 6 \times 15 \times \frac{1.41}{100} = 59716.012$$

$$\text{Alors : } y_c^3 - 2900.401 y_c + 59716.012 = 0 \Rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -48682152110 < 0$$

$$\text{Alors : } \cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \Rightarrow \varphi = 173.336$$

$$\text{Et : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{2900.401}{3}} = 62.187$$

Donc on a trois solutions :

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 33.16$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -62.14$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 28.98$$

On choisit la plus grande valeur de y_c qui est : $y_c = y_1 = 33.16 \text{ cm}$

Donc la position de l'axe neutre est : $y_{ser} = y_c + c = 33.16 - 31.36 = 1.80 \text{ cm}$

b). Calcul et vérification des contraintes

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times (1.80)^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (8 - 1.8)^2 = 1007.41 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes est :

$$K = N_{ser} \times \frac{y_c}{I} = 247.5 \times \frac{33.16}{1007.41} = 8.15 \text{ dan/cm}^3$$

Les contraintes valent : $\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 8.15 \times 1.80 = 14.67 \text{ dan/cm}^2 = 1.47 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = n \times K (d - y_{ser}) = 15 \times 8.15 (8 - 1.8) = 757.95 \text{ dan/cm}^2 = 75.80 \text{ MPa}$$

Alors : $\sigma_{bc} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$\sigma_s = 75.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier :

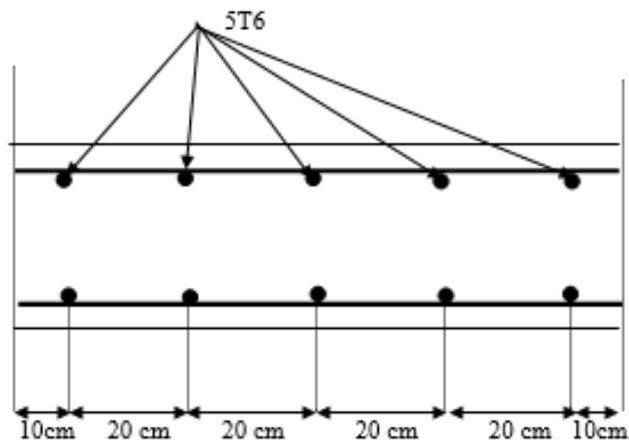
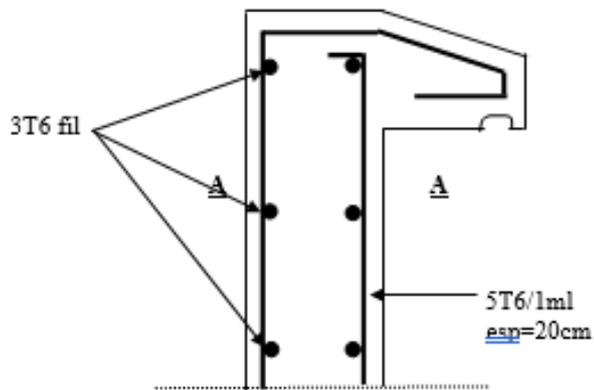
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } V_u = 1.5Q \times l = 150 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{150}{100 \times 8} = 0.1875 \text{ dan/cm}^2 = 0.0188 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable alors :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min(2 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 0.0188 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



Coupe A-A

Fig. (III-3). Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul des planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils sont l'ensemble d'éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment distingués à reprendre les charges d'exploitation et les charges permanentes, et à les transmettre aux éléments porteurs verticaux, dont deux fonctions principales :

- fonction de résistance
- Fonction d'isolation thermique et acoustique.

Pour notre projet, on utilise des planchers à corps creux.

III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué des poutrelles associées aux corps creux avec une table de compression.

1- Evaluation des charges

a) Plancher terrasse :

$$G_t = 650 \times 0.68 = 442 \text{ dan/ml}$$

$$Q_t = 100 \times 0.68 = 68 \text{ dan/ml}$$

b) Plancher étage courant :

$$G_e = 507 \times 0.68 = 344.76 \text{ dan/ml}$$

$$Q_e = 250 \times 0.68 = 170 \text{ dan/ml}$$

2- Combinaisons des charges

a)- Plancher terrasse :

$$\text{E.L.U} : q_{ut} = 1.35(442) + 1.5(68) = 698.7 \text{ dan/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{st} = (442) + (68) = 510 \text{ dan/ml}$$

b)- Plancher étage courant :

$$\text{E.L.U} : q_{ue} = 1.35(344.76) + 1.5(170) = 720.43 \text{ dan/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{se} = (344.76) + (170) = 514.76 \text{ dan/ml}$$

3- Calcul des Sollicitations

3-1- Types des poutrelles utilisée

Dans notre projet, on a 5 types de poutrelles qui sont :

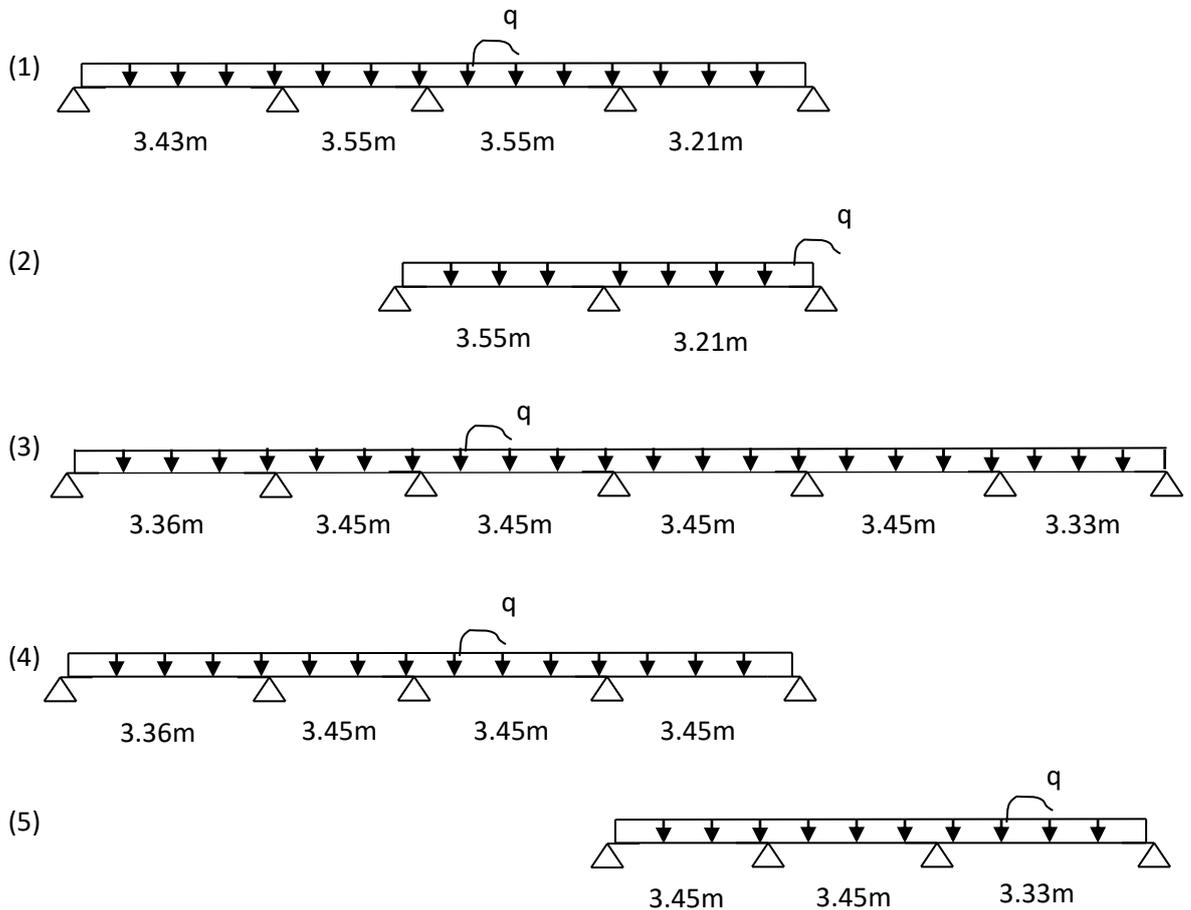


Fig. (III-4). Types des poutrelles

3-2- Méthode de calcul

Les poutrelles de notre projet sont des poutres continues.

On applique la méthode classique de l'RDM dite « la méthode des trois moments » pour toutes les poutrelles des planchers.

a)- Calcul des moments aux appuis.

Pour calculer les moments aux appuis intermédiaires, on prend chaque travée comme une poutre isostatique, et on considère que les appuis sont simples aux deux extrémités.

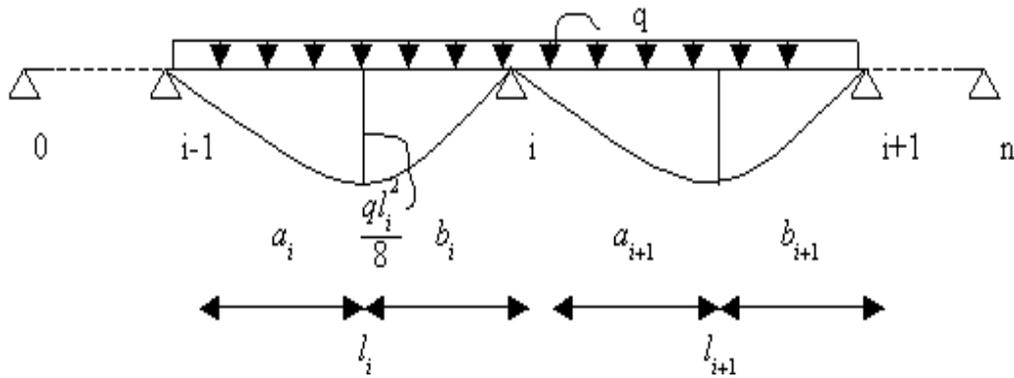


Fig. (III-5). Poutre continue à n travées de la méthode des trois moments

On a : $M_0=M_n=0$

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i \cdot (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6 \left[\frac{\Omega_i b_i}{l_i} + \frac{\Omega_{i+1} b_{i+1}}{l_{i+1}} \right] \rightarrow (1)$$

$$\Omega_i = \frac{2}{3} \cdot l_i \cdot \frac{q l_i^2}{8}$$

$$a_i = b_i = \frac{l_i}{2} \Rightarrow \frac{\Omega_i b_i}{l_i} = \frac{2}{3} \cdot \frac{l_i \cdot q l_i^2 \cdot l_i}{8 \cdot l_i \cdot 2} = \frac{q l_i^3}{24}$$

Alors l'équation (1) sera :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i \cdot (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -\frac{1}{4} \cdot q \cdot [l_i^3 + l_{i+1}^3]$$

Pour poutre a (n) travées, on a (n-1) inconnues.

Par exemple, pour la poutrelle a 5 travées (type (2)), on a les 4 équations suivantes :

$$M_1 \cdot l_0 + 2M_1 \cdot (l_1 + l_2) + M_2 \cdot l_2 = -\frac{1}{4} \cdot q \cdot [l_1^3 + l_2^3] \rightarrow (1)$$

$$M_1 \cdot l_2 + 2M_2 \cdot (l_2 + l_3) + M_3 \cdot l_3 = -\frac{1}{4} \cdot q \cdot [l_2^3 + l_3^3] \rightarrow (2)$$

$$M_2 \cdot l_3 + 2M_3 \cdot (l_3 + l_4) + M_4 \cdot l_4 = -\frac{1}{4} \cdot q \cdot [l_3^3 + l_4^3] \rightarrow (3)$$

$$M_3 \cdot l_4 + 2M_4 \cdot (l_4 + l_5) + M_5 \cdot l_5 = -\frac{1}{4} \cdot q \cdot [l_4^3 + l_5^3] \rightarrow (4)$$

Avec :

$$M_0 = M_5 = 0$$

b)- Calcul des moments en travées

On calcule le moment en travée suivant la formule :

$$M(x) = \mu(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \frac{x}{l_i} \quad \text{avec : } \mu(x) = q(l_i - x) \frac{x}{2}$$

Pour avoir le moment maximal en travée, il faut calculer x_0 où :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{ql_i}{2} + qx - \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i} = 0$$

Alors on aura : $M_i(x_0) = q(l_i - x_0) \frac{x_0}{2} + M_{i-1} \left(1 - \frac{x_0}{l_i}\right) + M_i \frac{x_0}{l_i}$ avec : $x_0 = \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{ql_i}$

3-4- Résultats du calcul

Exemple de calcul : Poutre la plus sollicitée (1) de Plancher Etage courant

a). à l'E.L.U : $q_{ue} = 720.43 \text{ dan/ml}$

Travée	$x_0(m)$	$M_{rmax}(dan.m)$	$M_{i-1}(dan.m)$	$M_i(dan.m)$	$T_{i-1}(dan)$	$T_i(dan)$
0-1	1.37	675.04	0	-855.13	986.22	1484.84
1-2	1.84	367.15	-855.13	-683.61	1327.07	1471.32
2-3	1.74	401.51	-683.61	-784.27	1250.40	1499.68
3-4	1.94	577.21	-624.41	0	1400.61	911.96

Tab. (III-1). Résultats poutrelle la plus sollicitée (1) à l'ELU

b). à l'E.L.S : $q_{se} = 514.76 \text{ dan/ml}$

Travée	$x_0(m)$	$M_{rmax}(dan.m)$	$M_{i-1}(dan.m)$	$M_i(dan.m)$	$T_{i-1}(dan)$	$T_i(dan)$
0-1	1.37	482.33	0	-611.01	704.68	1060.95
1-2	1.84	262.33	-611.01	-488.45	948.22	1051.29
2-3	1.74	286.89	-488.45	-560.38	893.44	1071.55
3-4	1.94	412.43	-560.38	0	1000.76	651.62

Tab. (III-2). Résultats poutrelle la plus sollicitée (1) à l'ELS

4- Calcul des sections d'armatures

a). Sur appuis : section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2, b_0 = 12 \text{ cm},$$

$$h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

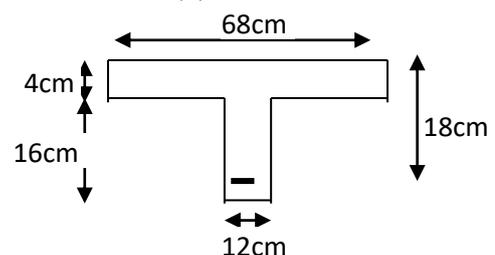


Fig. (III-6). Section poutrelle en T

La condition de non fragilité est :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

b). En travées : section en T :

$$b = 68 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.68 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^5$$

$$= 6166.79 \text{ daN} \cdot \text{m} > M_u = 1134.90 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Alors pour la poutrelle la section à étudier sera une section rectangulaire :

$$b \times h = 68 \times 20 \text{ cm}^2, \text{ et le moment est } M_u.$$

Le B.A.E.L 91 donne la condition de non fragilité suivante :

$$A_{min} = \frac{I f_{t28}}{0.81 \times h \times g' \times f_e}$$

$$g' = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2 [12 \times 20 + (68 - 12) \times 4]} = 6.138 \text{ cm} \Rightarrow g' = 20 - 6.138 = 13.862 \text{ cm}$$

$$I = b_0 \cdot \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0] \cdot g'^2 = 15713.45 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.368 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le calcul de sections d'armatures :

	M_u (dan.m)	A_s calculée (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s adoptée
Appui	-855.13	1.38	0.261	3T12
Travée	675.04	1.09	0.368	3T12

Tab. (III-3). Calcul de section d'armatures de poutrelle

5- Vérification à l'E.L.S.

1). Position de l'axe neutre et moment d'inertie

a). Aux appuis : section rectangulaire.

La position de l'axe neutre y est la racine positive de l'équation du 2ème degré suivante :

$$\frac{b_0}{2}.y^2 + [n.A'_s + n.A_s]y - n.A'_s.d' - n.A_s.d = 0 \Rightarrow 6.y^2 + 15.A_s.y - 270.A_s = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène réduite par rapport à l'axe neutre est donné par la formule :

$$I = \frac{b_0}{3}.y^3 + n.A'_s.(y - d')^2 + n.A_s.(d - y)^2 \Rightarrow I = 4.y^3 + 15.A_s.(18 - y)^2$$

b). En travée : section en T

La position de l'axe neutre est obtenue par l'équation des moments statiques suivante :

$$\frac{1}{2}.b_0.y^2 + [(b - b_0)h_0 + n.A'_s + n.A_s].y - \left[(b - b_0)\frac{h_0^2}{2} + n.A_s.d + n.A'_s.d' \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6.y^2 + [224 + 15.A_s]y - [448 + 270.A_s] = 0 \rightarrow (1)$$

La valeur y cherchée est la racine positive de celle équation de 2^{ème} degré.

Si $y > h_0$: la racine trouvée convient, c.-à-d. l'axe neutre tombe dans la nervure.

Si $y < h_0$: l'axe neutre tombe dans la table de compression, et l'équation (1) ne convient pas.

Alors, il faut appliquer l'équation de la section rectangulaire : $(b \times h) = (68 \times 20) \text{cm}^2$ suivante :

$$34.y^2 + 15A_s.y - 270.A_s = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène réduite par rapport à l'axe neutre est donné par :

Si l'axe neutre tombe dans la nervure :

$$I = \frac{1}{3}.b.y^3 - \frac{1}{3}(b - b_0)(y - h_0)^3 + n.A'_s.(y - d')^2 + n.A_s.(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{1}{3}.68.y^3 - \frac{1}{3}.56.(y - 4)^3 + 15A_s.(18 - y)^2$$

Si l'axe neutre tombe dans la table de compression :

$$I = \frac{1}{3}.68.y^3 + 15A_s.(18 - y)^2$$

6- Calcul et vérification des contraintes

On calcule K :

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y$$

La fissuration est peu nuisible, alors la vérification des armatures n'est pas nécessaire.

Donc on ne vérifie que la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

6-1-Résultats du calcul

	$M_{ser} (dan.m)$	$y (cm)$	$I (cm^4)$	$K (dan/cm^3)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$
Sur Appuis	611.01	7.65	8424.16	7.25	5.54	15
En travées	482.33	4.515	11330.50	4.26	1.92	15

Tab. (III-4). Calcul et vérification des contraintes de poutrelle

7-Vérification de l'effort tranchant

1)-Contrainte tangente maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

2)-Contrainte admissible :

La fissuration est peu nuisible, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) = 3.33 MPa$$

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$

$V_u (dan)$	$b_0 (cm)$	$d (cm)$	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$
1499.68	12	18	0.69	3.33

Tab. (III-5). Vérification de l'effort tranchant de poutrelle

8- Calcul de diamètre d'armatures transversales

L'acier choisi pour l'armatures transversales est de type rond lisse Fe E24 ($f_c=235 MPa$).

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right) = \min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right)$$

On choisit $\Phi_t = 6 mm$ et on prend $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 cm^2$.

- L'espacement maximal :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) = 16.2cm, \text{ on prend } S_t = 15cm$$

On doit vérifier :

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_{et}}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28} \cdot K)}$$

Avec $K=1$ parce qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage.

$$S_t = 15 \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \cdot (0.69 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 148.83 \rightarrow \text{vérifié}$$

-Condition de non fragilité :

D'après B.A.E.L 91, on a :

$$\frac{A_t \cdot f_{et}}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_t}{2}, 0.4MPa\right), \text{ avec: } \tau_t = \tau_u - 0.3f_{t28} \cdot K = 0.06 MPa$$

$$\Rightarrow \frac{0.57 \times 235}{12 \times 15} \geq \max(0.03, 0.4)$$

$$\Rightarrow 0.74MPa \geq 0.4MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

9)-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b_0 \cdot a \quad \text{avec : } a = \min(a', 0.9d) = 16.2.$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 12 \times 16.2 \times 10$$

$$\Rightarrow V_u = 1499.68 \text{ dan} \leq 12960 \text{ dan} \rightarrow \text{vérifié}$$

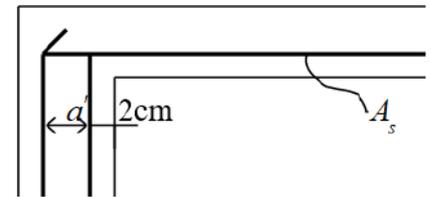


Fig. (III-7). Voisinage d'appuis de poutrelle

10)- Vérification de la liaison de compression à la nervure

D'après B.A.E.L 91, on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{Z} \cdot \frac{b_1}{b} \cdot \frac{1}{h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

Avec : $Z=0.9d=16.2cm$.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1499.68}{16.2} \cdot \frac{28}{68} \cdot \frac{1}{4} \cdot 10^{-1} = 0.952 MPa$$

$$0.952 MPa \leq 3.33 MPa \rightarrow \text{vérifié}$$

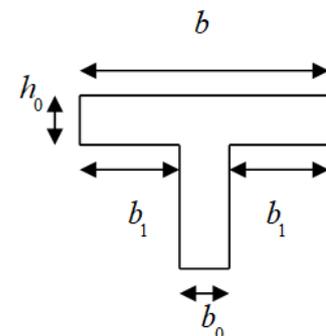


Fig. (III-8). Liaison de compression à la nervure

11- Vérification de la flèche

a). D'après le B.A.E.L 91, on doit vérifier les conditions ci-dessous, lorsqu'il y a une condition n'est pas vérifiée, il faut calculer la flèche.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Le tableau suivant résume les vérifications de la flèche :

$h(m)$	$l(m)$	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{22.5}$	$M_t(dan.m)$	$\frac{M_t}{15M_0}$	$A_s(cm^2)$	$\frac{A_s}{b_0 \cdot d}$	$\frac{3.6}{f_e}$
0.20	3.55	0.056	0.044	675.04	0.040	3.39	0.0157	0.009
Obs.	La 3 ^{eme} Condition n'est pas vérifiée							

Tab. (III-6). Vérification de la flèche de poutrelle

b)- Calcul de la flèche :

- La flèche due aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{fi}}$$

-La flèche due aux charges de longue durée :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{fv}}$$

-La flèche totale :

$$\Delta f = f_v - f_i$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{(1+\lambda_i \cdot \mu)} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{(1+\lambda_v \cdot \mu)}$$

$$\mu = 1 - 1.75 \cdot \frac{f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad , \quad \text{si } (\mu < 0 \Rightarrow \mu = 0)$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = 0.02 \frac{f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \rho} = 0.4 \lambda_i$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.16 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721.39 \text{ MPa}$$

Dans notre projet, toutes les portées sont inférieures ou égales à 5m, donc la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

On résume le calcul de la flèche dans le tableau suivant :

$M_{ser}(\text{dan.m})$	ρ	$\sigma_s(\text{MPa})$	μ	λ_i	λ_v	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fi}(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^4)$	$l(\text{m})$	$f_i(\text{mm})$	$f_v(\text{mm})$	$f_v - f_i(\text{mm})$	$f_{adm}(\text{mm})$
611.01	0.0296	347.83	0.915	1.402	0.561	11330.50	5061.93	7863.36	3.55	4.73	9.13	4.4	7.1

Tab. (III-7). Calcul de la flèche de poutrelle

12. Calcul de la dalle de compression.

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- On a l'écartement entre les axes des nervures est compris entre 50 et 80cm, donc la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimées en cm^2/ml ,

doit être au moins égale à $\frac{4l}{f_e}$.

L'armature utilisées pour la dalle de compression sont :

Treillis soudés TLE52, $\Phi=5\text{mm}$.

On a $l = 68\text{cm} \Rightarrow A_t \geq \frac{4 \times 0.68}{3.55} = 0.77\text{cm}^2$. On prend : $5\Phi5 = 0.98\text{cm}^2$.

-La section d'armatures parallèles aux nervures est au moins égale à la moitié de A_t .

$\Rightarrow \frac{A_t}{2} = 0.49\text{cm}^2$. On prend : $A_r = 3\Phi5 = 0.59\text{cm}^2$.

Alors la maille choisie est de $(20\text{cm} \times 30\text{cm})$.

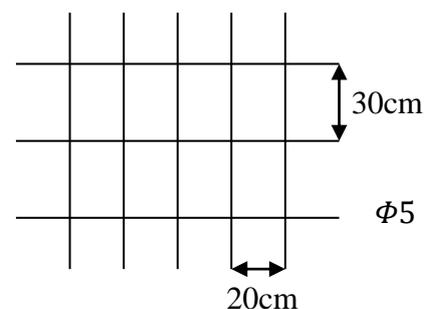


Fig. (III-9). TLE 52 utilisée

III.3. L'Escaliers

III.3.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un type d'escalier de 3 volées.

III.3.2. Evaluation des charges

Charges parementes :

$$G_{\text{palier}} = 5.97 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 7.55 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

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

Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

$$P_{u \text{ palier}} = 11.80 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{u \text{ volée}} = 13.94 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS** : $P_s = G + Q$

$$P_{s \text{ palier}} = 8.47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{s \text{ volée}} = 10.05 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3. Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la Flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

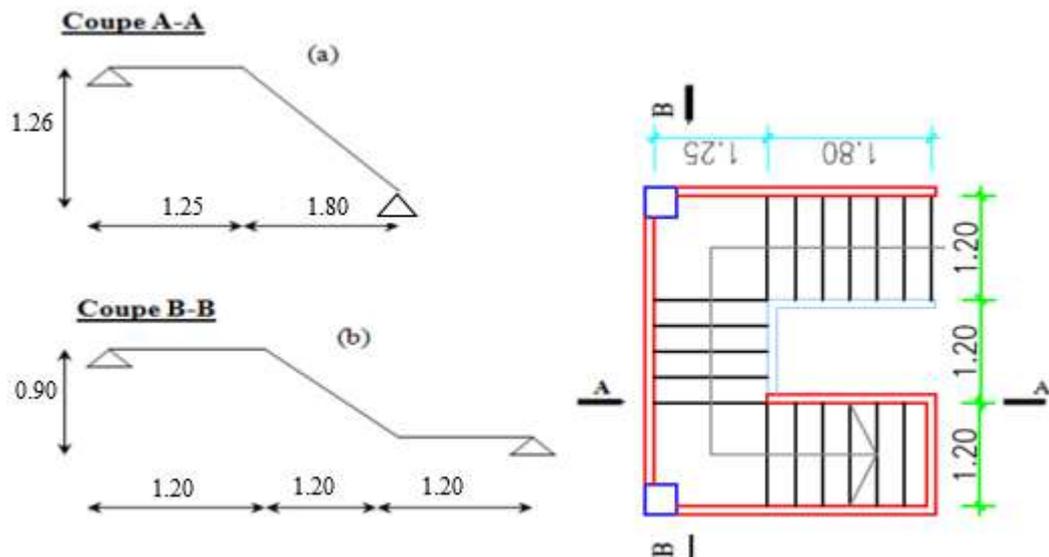


Fig. (III-10). Vue en plan et coupes d'un escalier

Type (a)

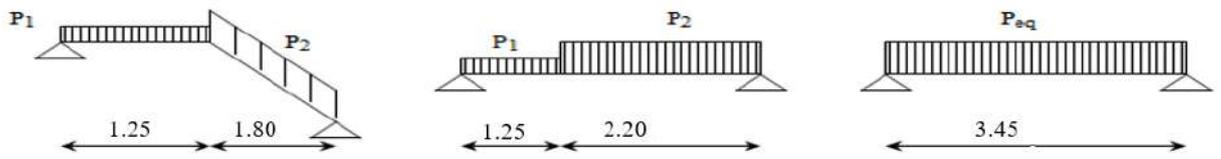


Fig. (III-11). Schéma de charge équivalent type (a)

- La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

- Le moment isostatique :

$$M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

	P_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	$M^a = 0.3M_0$	$M^t = 0.85M_0$	T_u (KN)
ELU	13.16	19.58	5.87	16.64	22.70
ELS	9.48	14.10	4.23	11.98	

Tab. (III-8). Sollicitations de l'escaliers type (a)

Type (b)

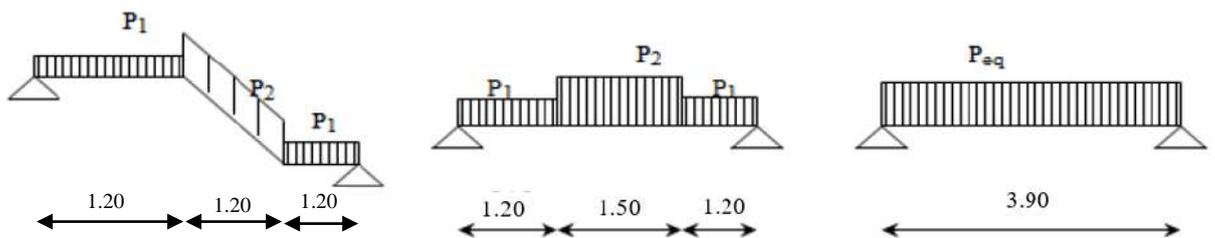


Fig. (III-12). Schéma de charge équivalent type (b)

	P_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	$M^a = 0.3M_0$	$M^t = 0.85M_0$	T_u (KN)
ELU	12.62	23.99	7.20	20.39	24.61
ELS	9.08	17.26	5.18	14.67	

Tab. (III-9). Sollicitations de l'escaliers type (b)

III.3.4. Calcul de ferrailage

Armatures longitudinales

Type (a) :

- E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$
Appui	5.87	0.024	0.988	1.31
Travée	16.64	0.069	0.964	3.82

Tab. (III-10). Calcul de ferrailage de l'escaliers type (a)

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification

Concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

Suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	$M_u(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	γ	$F_{c28}(MPa)$	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	0.030	5.87	4.23	1.39	25	0.445	vérifiée
Travée	0.090	16.64	11.98	1.39	25	0.445	vérifiée

Tab. (III-11). Vérification à l'ELS de l'escaliers type (a)

Conditions de non fragilité:

Section minimale armatures: BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min})$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Appui	1.31	1.56	1.56	6HA12=6.79
Travée	3.82	1.56	3.85	6HA12=6.79

Tab. (III-12). Choix d'armatures de l'escaliers type (a)

Type (b) :

- E.L.U :

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

	M(KN.m)	μ	β	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
Appui	7.20	0.030	0.984	1.62
Travée	20.39	0.080	0.980	4.60

Tab. (III-13). Calcul de ferrailage de l'escaliers type

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	γ	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	0.038	5.18	4.23	1.22	25	0.360	vérifiée
Travée	0.051	14.67	11.98	1.22	25	0.360	vérifiée

Tab. (III-14). Vérification à l'ELS de l'escaliers type

Conditions de non fragilité

Section minimale armatures: BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal: BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001.100.15 = 1,5\text{cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min})$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Appui	1.62	1.56	1.62	6HA12=6.79
Travée	4.60	1.56	4.60	6HA12=6.79

Tab. (III-15). Choix d'armatures de l'escaliers type

III.3.5. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangente :

τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

Type (a) : $\tau_u = 1.75 \text{ MPa}$

Type (b) : $\tau_u = 1.89 \text{ MPa}$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\tau_u = 1.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

Les armatures de répartitions

$$A_t = A_L / 4$$

$$A_t = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adp}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement entre les armatures

BAEL91 (art A.8.2,42)

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Type (a):} \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Type (b):} \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.3.6. Armatures transversales

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Type (a):} \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \text{ (Appui)} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \text{ (Travée)} \end{array} \right.$$

$$\text{Type (b):} \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \text{ (Appui)} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \text{ (Travée)} \end{array} \right.$$

III.3.7. Vérification de la flèche

BAEL91 (art B.6.5,1)

Type (a):

1)-

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad M_t = 0,85M_0$$

$h/L = 15/345 = 0.043 < 0.085$ alors la condition n'est pas vérifiée

2)-

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$3.14/(100 \times 13) = 0.0024 \leq 4.2/400 = 0.0105$ alors la condition est vérifiée

3)-

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$h/L = 15/345 = 0.043 < 0.062$ alors la condition n'est pas vérifiée

Type (a):

1)-

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad M_t = 0,85M_0$$

$h/L = 15/390 = 0.038 < 0.085$ alors la condition n'est pas vérifiée

2)-

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$3.14/(100 \times 13) = 0.0024 \leq 4.2/400 = 0.0105$ alors la condition est vérifiée

3)-

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$h/L = 15/390 = 0.038 < 0.062$ alors la condition n'est pas vérifiée

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5.3)).

Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5.2)

Type (a): $\Delta f_t = 0.63 \text{ cm} < 345/500 = 0.69 \text{ cm}$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

Type (b): $\Delta f_t = 0.38 \text{ cm} < 390/500 = 0.78 \text{ cm}$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III.3.8. Calcul de la poutre palière

1- Dimensionnement

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

Soit : $b = 30\text{cm}$ et $h = 40\text{cm}$

$$h/b = 40/30 = 1.33 \leq 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×40) cm²

2- Méthode de calcul

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q)
- Poids du mur extérieur g_m

3- Évaluation des charges

Poids propre de la poutre :

$$g = h.b.\gamma = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

la réaction d'escalier :

$$P = P_{eq} \times L/2 = 12.62 \times 3.90/2 = 24.61 \text{ KN/ml}$$

$$q = Q \times L/2 = 2.5 \times 3.90/2 = 4.88 \text{ KN/ml}$$

Poids du mur :

$$g_m = h.\gamma = 2.2 \times 3,24 = 7.13 \text{ KN/ml}$$

4- Calcul de la poutre à la flexion

Combinaisons d'actions :

$$\text{- E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 54.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } P_{ser} = g + P + g_m + q = 39.62 \text{ KN/ml}$$

les sollicitations :

E.L.U :

$$M_u = - P_u \times \frac{L^2}{2}$$

$$M_u = -39.21 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u \times L$$

$$T_u = 65.35 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = - P_{ser} \times \frac{L^2}{2}$$

$$M_{ser} = 28.53 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = 4.19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1.34 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$\hat{A}_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% b.h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{RPA})$$

$$A = 6 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\}$$

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

Espacement des armatures transversales : RBA99

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } \hat{S}_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ soit : } \hat{S}_t = 15 \text{ cm}$$

La longueur de la zone nodale : $\hat{L} = 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$

La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0,57 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 235}$$

$$A_t \geq 0 \text{ cm}^2$$

RPA 99:

$$A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t \geq 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t \text{ BAEL } , A_t \text{ RPA }) \Rightarrow A_t = A_t \text{ RPA } = 1,35 \text{ cm}^2$$

5- Calcul de la poutre à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a \text{ (escalier) } = 5,87 \text{ KN.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91

Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 5,87 \text{ KN.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur

$$\Omega = (h - b_t)(b - b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2 \Rightarrow 0,57^2 + 0,67^2 \leq 3,25^2 \Rightarrow 0,77 \text{ MPa} \leq 10,56 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace

$$\mu = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = 1.16 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = 0.15 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures : BAEL83

$$1) \frac{A_l \cdot f_e}{b_l \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$0.15 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$0.16 \text{ MPa} \leq 0.4 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

Les armatures totales :

Armatures longitudinales

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$$

Nappe supérieure :

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2}$$

$$A_l^{tot} = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

Nappe inférieure :

$$A_l^{tot} = \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1.35 + 0.15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t^{tot} = 3 \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

État limite de déformation :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.33 \geq 0.063$ (condition vérifiée)
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.33 \geq 0.1$ (condition vérifiée)
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0069 \leq 0.0105$ (condition vérifiée)

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.4. L'ascenseur

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

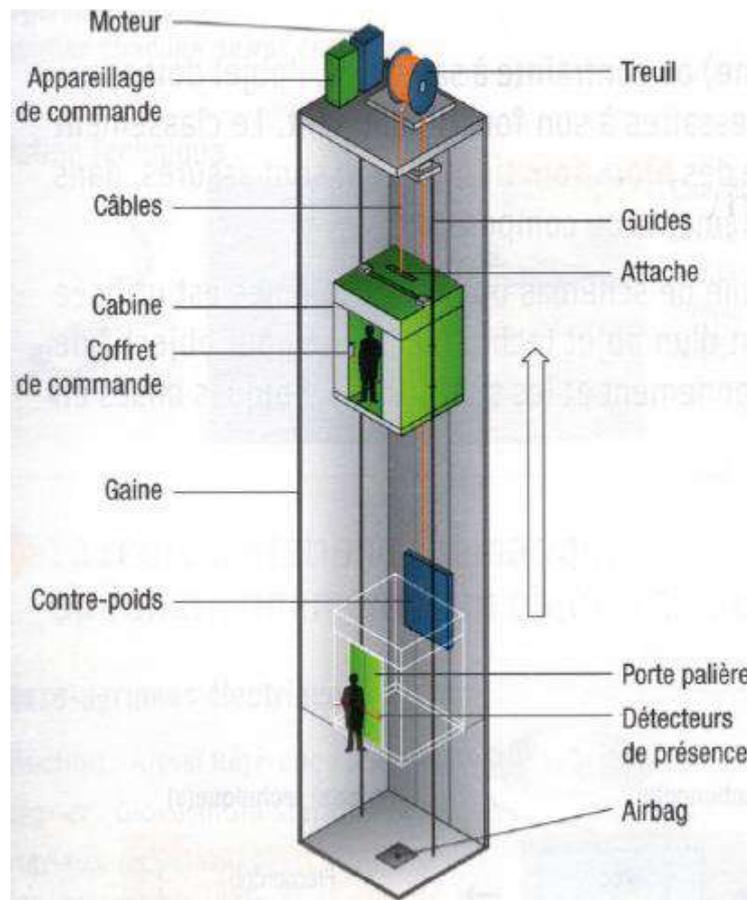


Fig. (III-13). Schéma d'un ascenseur

Suivant la norme (NF.P82.208) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630Kg pour une vitesse de 1,6m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

- La largeur de la cabine : **1,40m**
- La hauteur de la cabine : **2,20m**
- La profondeur de la cabine : **1,40m**
- La largeur de passage libre de la cabine : **0,80m**
- La hauteur de passage libre : **2,00m**
- La hauteur de course : **19,80m**

III.4.1. Calcul de la charge

a- Charge permanente :

P_m : Le poids mort (poids des câbles, la cabine et accessoire).

La masse de la cabine :

$$S_1 = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 \Rightarrow S_1 = 9,24m^2$$

$$M_1 = 9,24 \times 1,4 \times 11,5 \Rightarrow M_1 = 148,76Kg$$

La masse de plancher :

$$S_2 = 1,4 \times 1,4 \Rightarrow S_2 = 1,96m^2$$

$$M_2 = 1,96 \times 110 \Rightarrow M_2 = 215,6Kg$$

La masse de parachute : $M_3 = 40$ kg

La masse des accessoires : $M_4 = 80$ kg

La masse de l'arcade : $M_5 = 60 + (80 \times 110) = 148$ kg

La masse des poulies de mouflage : $M_6 = 2 \times 30 = 60$ kg

La masse de la porte de la cabine : $M_7 = 0,80 \times 2 \times 25 + 80 = 120$ kg

Donc : $P_m = \sum M_i = 812,36$ kg

La masse de contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} \Rightarrow P_p = 812,36 + \frac{630}{2}$$

$$\Rightarrow P_p = 1127,36 \text{Kg}$$

La masse de treuil + moteur : $P = 1200 \text{ kg}$

La masse des câbles : on a une poulie donc deux câbles.

$$\frac{D}{d} > 40 \quad \text{Avec } D : \text{Diamètre de poulie (D = 550mm)}$$

d : Diamètre de câble.

$$\text{On prend } \frac{D}{d} = 45 \Rightarrow d = \frac{D}{45} \Rightarrow d = \frac{550}{45}$$

$$\Rightarrow d = 12,22 \text{mm}$$

$$\text{La longueur de câble } L_c = H_t - H_{cabin} \Rightarrow L_c = 48,15 - 2,2$$

$$\Rightarrow L_c = 45,95 \text{m}$$

$$M_c = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = $45,95 \text{m}$

n : nombre des câbles = 2

$$M_c = 2 \times 45,95 \times 0,515 \Rightarrow M_c = 47,33 \text{Kg}$$

$$\text{La masse totale : } M_t = M_c + P_m + P_p + P \Rightarrow M_t = 47,33 + 812,36 + 1127,36 + 1200$$

$$\Rightarrow M_t = 3187,05 \text{Kg}$$

$$\text{Le poids total : } P_t = M_t \times g \Rightarrow P_t = 3187,05 \times 9,81 \Rightarrow P_t = 31264,96 \text{N}$$

Avec : l'accélération de la pesanteur g .

B- Charge d'exploitation :

$$Q = 6,30 \text{KN}$$

C- Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,50Q \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 31,26 + 6,30 \times 6,3 \Rightarrow Q_u = 51,65 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q \Rightarrow Q_{ser} = 31,26 + 6,30 \Rightarrow Q_{ser} = 37,56 \text{ KN}$$

III.4.2. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prend un quart (1/4) de la charge totale.

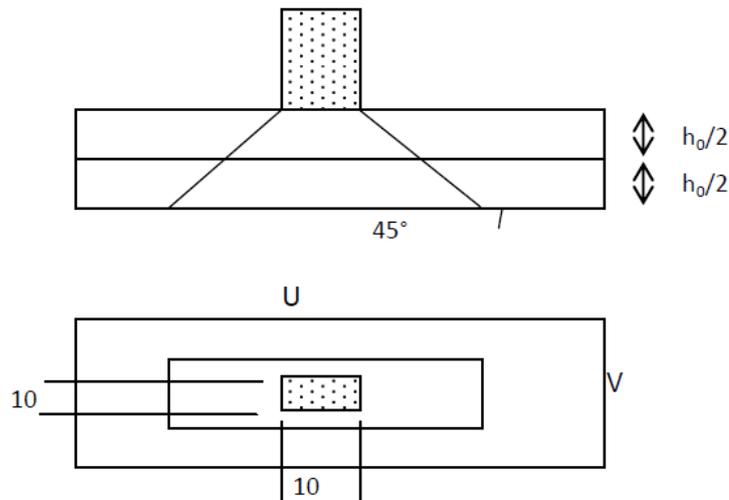


Fig. (III-14). Schéma de poinçonnement de la dalle de l'ascenseur

$$\text{ELU : } Q_{up} = \frac{Q_u}{4} \Rightarrow Q_{up} = 12,91 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{sp} = \frac{Q_{ser}}{4} \Rightarrow Q_{sp} = 9,39 \text{ KN}$$

Selon les règles BAEL.91, on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_{up} \leq \overline{Q_u} = 0,045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne

H_0 : Epaisseur de la dalle

$$U_c = 2 \times (U + V)$$

$$U = V = 10 + 2 \times 8 = 26 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) \Rightarrow U_c = 2 \times (26 + 26)$$

$$\Rightarrow U_c = 104 \text{ cm}$$

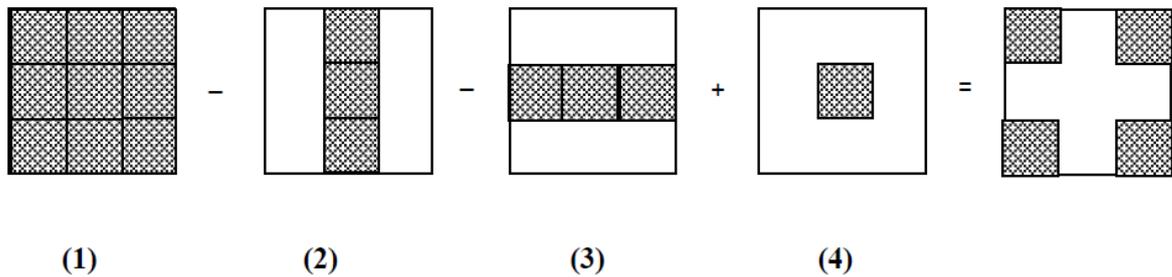
$$Q_{up} = 12,91 \text{ KN} \leq 0,045 \times 1,04 \times 0,16 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow Q_{up} = 12,85 \text{ KN} \leq 124,8 \text{ KN} \dots \dots \text{ C.V}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

III.4.3. Evaluation des moments dus aux charges concentrées

Les moments M_1 et M_2 en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y} ; L_x = 1,95 \text{ m} ; L_y = 2,90 \text{ m}$$



Distances des rectangles :

1)- le rectangle (1) : $U = 94 \text{ cm}$; $V = 94 \text{ cm}$

2)- le rectangle (2) : $U = 42 \text{ cm}$; $V = 94 \text{ cm}$

3)- le rectangle (3) : $U = 94 \text{ cm}$; $V = 42 \text{ cm}$

4)- le rectangle (4) : $U = 42 \text{ cm}$; $V = 42 \text{ cm}$

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times P$$

$$M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times P$$

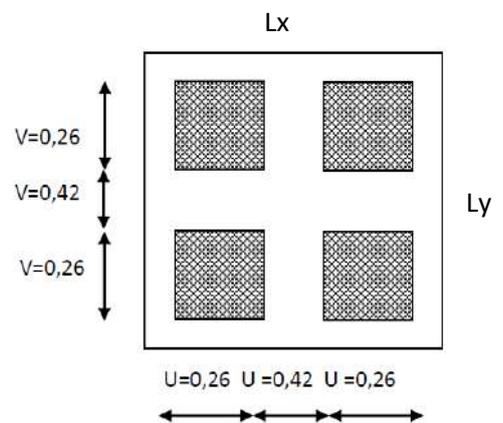


Fig. (III-15). Distances des rectangles de poinçonnement

M₁ Et M₂ sont des coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD

ν : Coefficient de poisson.

À L'E.L.U : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{2,90} \approx 1,69 \\ p = p' \times s \end{cases}$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{1292}{0,26.0,26} = 19112,42 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x= 1,95m ; L_y= 2,90m

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,48	0,32	0,130	0,070	0,88	19112,42	16818,92	2186,45	1177,32
2	0,21	0,32	0,170	0,080	0,39	19112,42	7453,84	1267,15	596,30
3	0,48	0,14	0,140	0,120	0,39	19112,42	7453,84	1043,86	894,46
4	0,21	0,14	0,200	0,141	0,17	19112,42	3249,11	649,82	458,12

Tab. (III-16). Moments isostatiques des rectangles de la dalle de l'ascenseur à l'ELU

Moments dus aux charges concentrées

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 525,26 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 144,68 \text{ Kg.m}$$

III.4.4 Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$L_x = 1,95 \text{ m}$$

$$L_y = 2,90 \text{ m } h_0=25 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G=0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$$

- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m}$

Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{2,90} \approx 0,67 > 0,4 \Rightarrow$$

La dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha \approx 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0664 \\ \mu_y = 0,4628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 250,90 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 116,12 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0X} = M_{X1} + M_{X2} = 525,26 + 250,90 = 776,16 \text{ kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{Y1} + M_{Y2} = 144,68 + 116,12 = 260,08 \text{ kg.m}$$

Moments retenus :

Sens(x) :

En travée :

$$M_t = 0,85M_{0X} = 6,49 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a = 0,5M_{0X} = 3,80 \text{ KNm}$$

Sens(y) :

En travée :

$$M_t = 0,85M_{0Y} = 2,17 \text{ KNm}$$

En appuis :

$$M_a = 0,5M_{0Y} = 1,28 \text{ KNm}$$

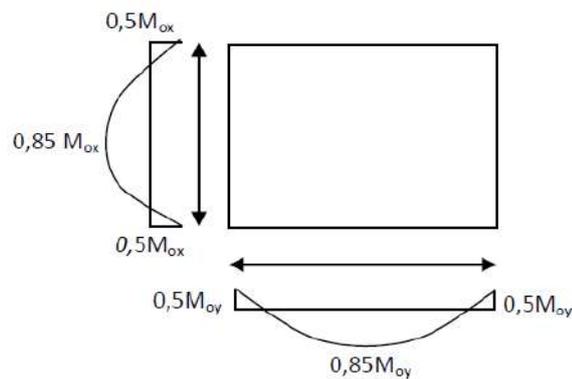


Fig. (III-16). Diagramme des moments de la dalle d'ascenseur à l'ELU

III.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=25\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5\text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ MPa}$, $\sigma_s=348\text{MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ MPa}$, $f_{bc}=14,16\text{MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{tx}=6,49\text{ KN.m}$

Le moment réduit μ_x :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,49 \times 10^{-3}}{1 \times (0,225)^2 \times 14,16} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x} \right) \Rightarrow \alpha = 0,011 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,49 \times 10^{-3}}{0,995 \times 0,225 \times 348} \times 10^4 = 0,83\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 2,1/400 = 2,71\text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 0,83\text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,71\text{cm}^2.$$

On adopte 4T12 = 4,52 cm².

Sens Ly :

Le moment ultime : $M_{ly} = M_{lx} = 2,17 \text{ KN.m}$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

En appuis :**Sens Lx :**

Le moment ultime : $M_{ax} = 3,80 \text{ KN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,80 \times 10^{-3}}{1 \times (0,225)^2 \times 14,16} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,006 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,43 \times 10^{-3}}{0,225 \times 0,997 \times 348} \times 10^4 = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 2,1 / 400 = 2,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{cal} = 0,44 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Sens Ly :

Le moment ultime : $M_{ay} = 2,17 \text{ KN.m}$

Le choix d'armature :

On adopte $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$.

Donc : $A_{lx} = 4T12$ $A_{ly} = 4T12$

On prend un espacement de 25 cm dans les deux sens : $S_T = 25 \text{ cm}$.

III.4.6. Vérification à l'ELS

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) p_{ser} \quad ; \quad M_y = (M_2 + \nu M_1) p_{ser}$$

M₁ Et M₂ sont des coefficients donnés par l'abaque de PIGEAUD.

ν : Coefficient de poisson.

À l'E.L.S : ($\nu = 0,2$)

$$P_{ser} = p'_{ser} \times S = \frac{q_{ser}}{u.v} . S$$

$$p'_{ser} = \frac{q_{ser}}{u.v} \quad ; \quad q_{ser} = (G + Q) . \frac{1}{4}$$

$$q_{ser} = (31,62 + 6,30) . 1/4 = 9,48 \text{ KN}$$

Donc :

$$P'_{ser} = 9,48 / (0,26)^2 = 14300,16 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' _{ser} (Kg/m ²)	P _{ser} = P' _{ser} . S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,48	0,32	0,130	0,070	0,88	14300,16	12584,14	1635,93	880,88
2	0,21	0,32	0,170	0,080	0,39	14300,16	5577,06	948,10	446,16
3	0,48	0,14	0,140	0,120	0,39	14300,16	5577,06	780,78	669,24
4	0,21	0,14	0,200	0,141	0,17	14300,16	2431,02	486,20	342,77

Tab. (III-17). Moments isostatiques des rectangles de la dalle de l'ascenseur à l'ELS

Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 393,25 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 108,25 \text{ Kg.m}$$

Moments dues aux charges réparties (poids propre) Chargement

$$L_x = 1,95 \text{ m}$$

$$L_y = 2,90 \text{ m} \quad ; \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G=0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg /m}$

$$q_{ser} = 100 + 400 = 725 \text{ Kg/m}^2$$

Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{2,90} \approx 0,67 > 0,4 \Rightarrow$$

La dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha \approx 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0664 \\ \mu_y = 0,4628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 157,80 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 73,03 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 393,25 + 157,80 = 551,05 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 108,25 + 73,03 = 181,28 \text{ kg.m}$$

Moments retenus :

Sens(x) :

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 4,59 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0,85M_{0x} = 2,70 \text{ KN.m}$

Sens(y) :

En travée : $M_t = 0,85M_{0y} = 1,55 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0,85M_{0y} = 0,88 \text{ KN.m}$

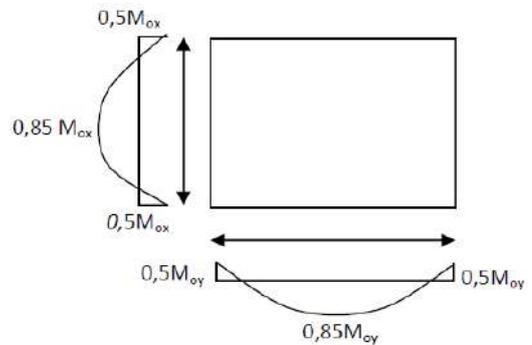


Fig. (III-17). Diagramme des moments de la dalle d'ascenseur à l'ELS

Vérification à L'E.L.S

Il faut Vérifier la Condition Suivante :

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_S}$

Dans le Sens x :

$$\gamma = 1,41.$$

$$\frac{(1,41-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > 0,014 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Dans le Sens y :

$$\gamma = 1,45.$$

$$\frac{(1,45-1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 > 0,014 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification d'effort tranchant

Sens x :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{9,74 \times 1,95}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right] = 6,33 \text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d_x} = \frac{633}{1000 \times 225} = 0,002 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{ux} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

$$\tau_{ux} = 0,002 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ux} = 1,17 \text{MPa}$$

Sens y :

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{3} = \frac{9,74 \times 2,9}{3} = 9,41 \text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d_y} = \frac{941}{1000 \times 225} = 0,004 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{ux} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

$$\tau_{ux} = 0,002 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ux} = 1,17 \text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche

Condition de la nécessité de la vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{195} = 0,128$$

$$\frac{1}{20} \cdot \frac{M_{st}}{M_{sx}} = \frac{1}{20} \cdot \frac{4,59}{2,7} = 0,085$$

$$A) \frac{h}{L_x} = 0,128 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{st}}{M_{sx}} = 0,085 \dots \dots \dots CV$$

$$B) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,52}{100 \times 22,5} = 0,002 < \frac{2MPa}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots CV$$

Les deux conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

Etude dynamique

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le **RPA99** (pas de régularité en plan **3.5.1.a1**), d'où la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale.

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

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ROBOT 2022** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.1. Principe

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

IV.3.2. Spectre de réponse de calcul

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

A : coefficient d'accélération de zone

Q : facteur de qualité.

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

R : coefficient de comportement de la structure.

η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique.

Résultats :

$$A = 0.15 \quad (\text{Tab. 4.1 RPA 99})$$

$$\eta = 0.882$$

$$\xi = 07\% \quad (\text{Tab. 4.2 RPA 99})$$

$$R = 4 \quad (\text{Tab. 4.3 RPA 99})$$

$$T_1 = 0.15 \text{ sec} ; T_2 = 0.40 \text{ sec} \quad (\text{Tab. 4.7 RPA 99})$$

$$Q = 1.2$$

IV.3.3. Nombre de modes à considérer

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3.4. Calcul de l'effort tranchant modal à la base :

(D'après le RPA 99) :

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base

α_i : coefficient de participation i

W : poids total de la structure

IV.3.5. Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendants si le rapport

$$r = T_i/T_j \quad \text{avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

Dans le cas où tous les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(E_1 + E_2)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

IV.3.6. Vérification des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (\text{RPA 99 :4-19})$$

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{RPA99 4.20}) .$$

Le déplacement relatif admissible : $\Delta_K = 1\% . h_e = 3.24$ cm étage courant

$$\Delta_K = 1\% . h_e = 3.60$$
 cm de RDC

IV.4. Résultats de calcul

IV.4.1. Périodes et facteurs de participation modale

Bloc A :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.58	67.19	0.04	67.19	0.04	1009406.01	1009182.84
3/ 2	0.50	67.24	66.50	0.05	66.46	1009406.01	1009182.84
3/ 3	0.33	67.57	66.71	0.33	0.21	1009406.01	1009182.84
3/ 4	0.17	83.89	66.71	16.31	0.00	1009406.01	1009182.84
3/ 5	0.14	83.89	84.18	0.00	17.46	1009406.01	1009182.84
3/ 6	0.10	86.74	84.19	2.86	0.02	1009406.01	1009182.84
3/ 7	0.09	95.54	84.23	8.79	0.04	1009406.01	1009182.84
3/ 8	0.07	95.54	94.49	0.01	10.26	1009406.01	1009182.84
3/ 9	0.06	96.53	94.56	0.99	0.07	1009406.01	1009182.84
3/ 10	0.05	96.53	94.58	0.00	0.01	1009406.01	1009182.84

Tab. (IV-1). Périodes et facteurs de participation modale – bloc A

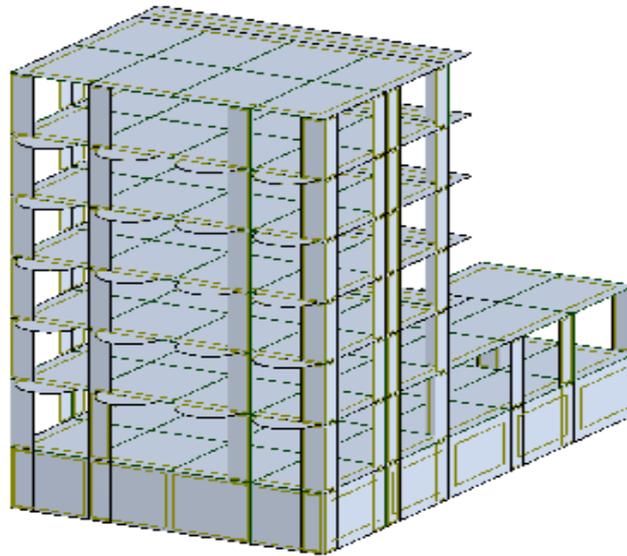


Fig. (IV-1). Modèle 3D - bloc A

Bloc B :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.56	3.95	64.45	3.95	64.45	1834849.82	1834849.82
3/ 2	0.54	71.54	67.99	67.59	3.55	1834849.82	1834849.82
3/ 3	0.42	71.70	69.14	0.16	1.15	1834849.82	1834849.82
3/ 4	0.16	86.66	70.76	14.96	1.61	1834849.82	1834849.82
3/ 5	0.15	88.01	87.26	1.35	16.50	1834849.82	1834849.82
3/ 6	0.11	88.43	87.34	0.41	0.08	1834849.82	1834849.82
3/ 7	0.08	94.96	87.39	6.53	0.04	1834849.82	1834849.82
3/ 8	0.07	94.99	95.06	0.03	7.67	1834849.82	1834849.82
3/ 9	0.06	95.61	95.06	0.63	0.00	1834849.82	1834849.82
3/ 10	0.05	96.83	95.06	1.21	0.00	1834849.82	1834849.82

Tab. (IV-2). Périodes et facteurs de participation modale – bloc B

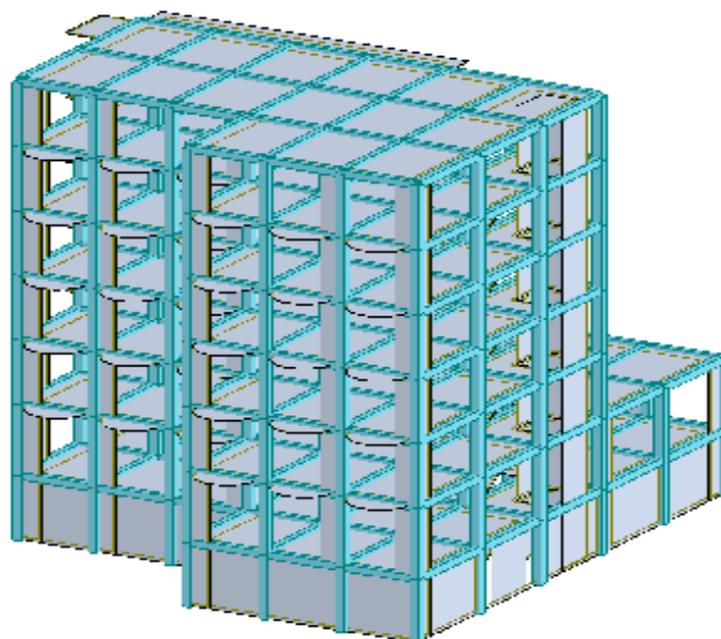


Fig. (IV-2). Modèle 3D - bloc B

IV.4.2. Vérification de renversement

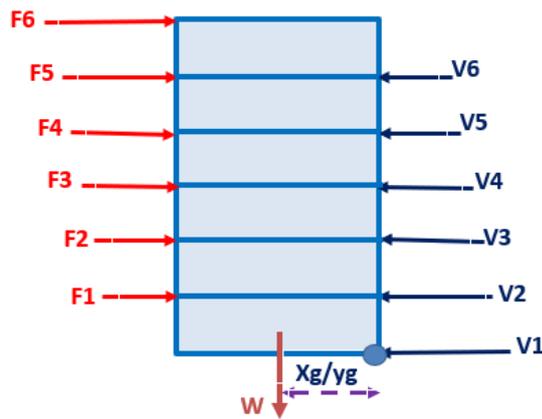


Fig. (IV-3). Vérification de renversement

V_x : Effort tranchant au niveau d'étage

h : Hauteur bâtiment au niveau d'étage

W : Masse totale de bâtiment

X_g et Y_g : Bras de levier (Distance le plus petit entre centre de gravité et point extrême)

M_r (KN.m) : Moment de renversement

M_s (KN.m) : Moment stabilisant

Bloc A :

Direction x :

ETAGE	V_x (KN)	h (m)	W (KN)	X_g (m)	M_r (KN)	M_s (KN)	Vérification
1	695.29	3.6	10091.83	6.87	255.78	69330.8721	OK
2	624.24	6.84			395.0784		OK
3	566.48	10.08			905.2848		OK
4	476.67	13.32			1567.3644		OK
5	359	16.56			2434.6512		OK
6	211.98	19.8			4197.204		OK

Tab. (IV-3). Vérification de renversement - direction x – bloc A

Direction y :

ETAGE	V_y (KN)	h (m)	W (KN)	Y_g (m)	M_r (KN)	M_s (KN)	Vérification
1	751.14	3.6	10091.83	4.73	261.18	47734.3559	OK
2	678.59	6.84			406.9116		OK
3	619.1	10.08			962.9424		OK
4	523.57	13.32			1716.282		OK
5	394.72	16.56			2652.5808		OK
6	234.54	19.8			4643.892		OK

Tab. (IV-4). Vérification de renversement- direction y – bloc A

Bloc B :

Direction x :

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	1566.29	3.6	18348.5	10.25	431.568	188072.125	OK
2	1446.41	6.84			955.4112		OK
3	1306.73	10.08			2094.12		OK
4	1098.98	13.32			3639.024		OK
5	825.78	16.56			5804.9424		OK
6	475.24	19.8			9409.752		OK

Tab. (IV-5). Vérification de renversement- direction x – bloc B

Direction y :

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	1471.54	3.6	18348.5	7.08	411.444	129907.38	OK
2	1357.25	6.84			851.8536		OK
3	1232.71	10.08			1885.0608		OK
4	1045.7	13.32			3330.1332		OK
5	795.69	16.56			5364.7776		OK
6	471.73	19.8			9340.254		OK

Tab. (IV-6). Vérification de renversement- direction y – bloc B

IV.4.3. Vérification de l'effet P-Δ (Delta)

P (KN) : Poids total au niveau d'étage

Δ (cm) : Déplacement relatif au niveau d'étage

V (KN) : Effort tranchant au niveau d'étage

h (m) : Hauteur de l'étage

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Bloc A :

Direction x :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-9828.74	0.4	695.29	3.6	0.015706859	OK
2	-6956.97	0.9	624.24	3.24	0.030957511	OK
3	-5575.21	0.9	566.48	3.24	0.027338466	OK
4	-4193.45	0.9	476.67	3.24	0.024437183	OK
5	-2811.69	0.7	359	3.24	0.016921	OK
6	-1429.93	0.7	211.98	3.24	0.014573804	OK

Tab. (IV-7). Vérification de l'effet P-Δ (Delta) - direction x – bloc A

Direction y :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-9828.74	0.4	751.14	3.6	0.014538997	OK
2	-6956.97	0.7	678.59	3.24	0.022149591	OK
3	-5575.21	0.8	619.1	3.24	0.022235423	OK
4	-4193.45	0.7	523.57	3.24	0.017304129	OK
5	-2811.69	0.6	394.72	3.24	0.013191207	OK
6	-1429.93	0.5	234.54	3.24	0.009408553	OK

Tab. (IV-8). Vérification de l'effet P-Δ (Delta) - direction y – bloc A

Bloc B :**Direction x :**

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-17705.1	0.5	1566.29	3.6	0.01569975	OK
2	-13457.79	0.7	1446.41	3.24	0.020101819	OK
3	-10776.24	0.8	1306.73	3.24	0.020362278	OK
4	-8094.68	0.8	1098.98	3.24	0.018186741	OK
5	-5413.13	0.7	825.78	3.24	0.014162409	OK
6	-2721.61	0.6	475.24	3.24	0.010605207	OK

Tab. (IV-9). Vérification de l'effet P- Δ (Delta) - direction x – bloc B**Direction y :**

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-17705.06	0.4	1471.54	3.6	0.013368504	OK
2	-13457.79	0.7	1357.25	3.24	0.021422341	OK
3	-10776.24	0.8	1232.71	3.24	0.021584963	OK
4	-8094.68	0.9	1045.7	3.24	0.021502555	OK
5	-5413.13	0.8	795.69	3.24	0.016797689	OK
6	-2721.61	0.7	471.73	3.24	0.012464803	OK

Tab. (IV-10). Vérification de l'effet P- Δ (Delta) - direction y – bloc B**IV.4.4. Note de calcul****Bloc A :****Propriétés du projet : bloc A****Coordonnées du centre de gravité de la structure:**

$$X = 7.093 \text{ (m)}$$

$$Y = 7.766 \text{ (m)}$$

$$Z = 7.232 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 72303587.307 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 57742587.349 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 54302230.864 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 749093.063 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 7.038 \text{ (m)}$$

$$Y = 6.976 \text{ (m)}$$

$$Z = 9.207 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$$I_x = 146560700.433 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 122616050.354 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 109049948.848 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1019109.994 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de nœuds :	1185
Nombre de barres :	331
Éléments finis linéiques :	750
Éléments finis surfaciques :	792
Éléments finis volumiques :	0
Nbre de degrés de liberté stat :	6558
Cas :	18
Combinaisons :	10

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 2 : Q

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 3 : Modale

Type d'analyse : Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	10
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes :		0.000

Cas 4 : VX

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

$$X = 1.000$$

Y = 0.000

Z = 0.000

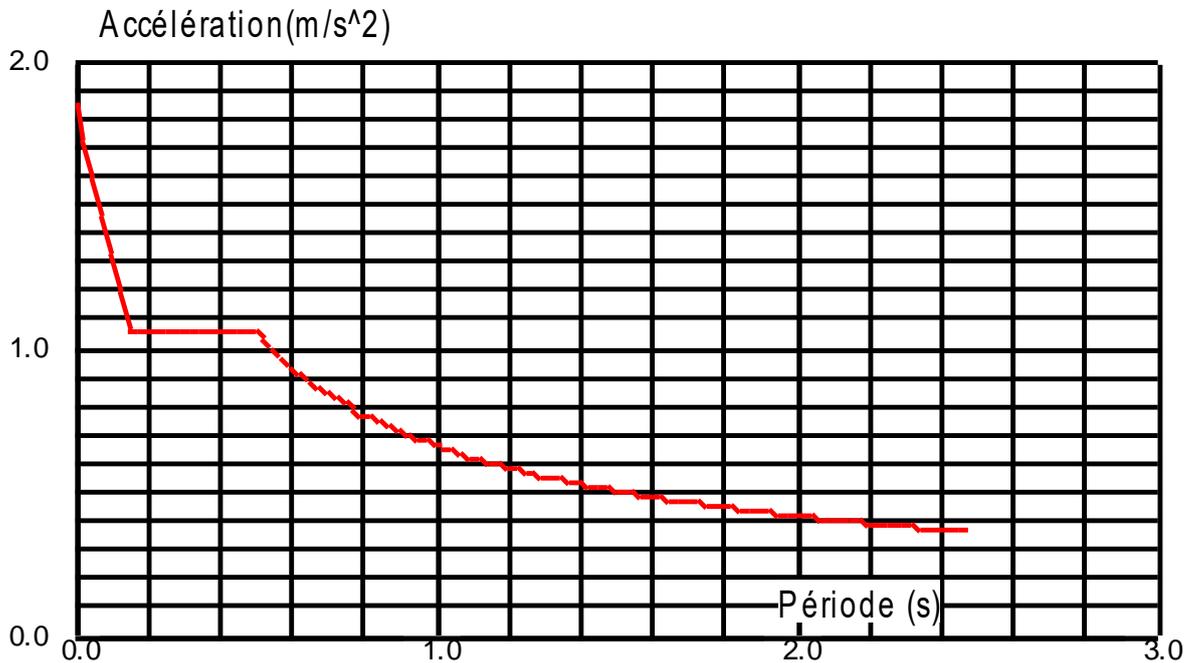


Fig. (IV-4). Spectre de réponse Vx- bloc A

Données:

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : x = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 5 : VY

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

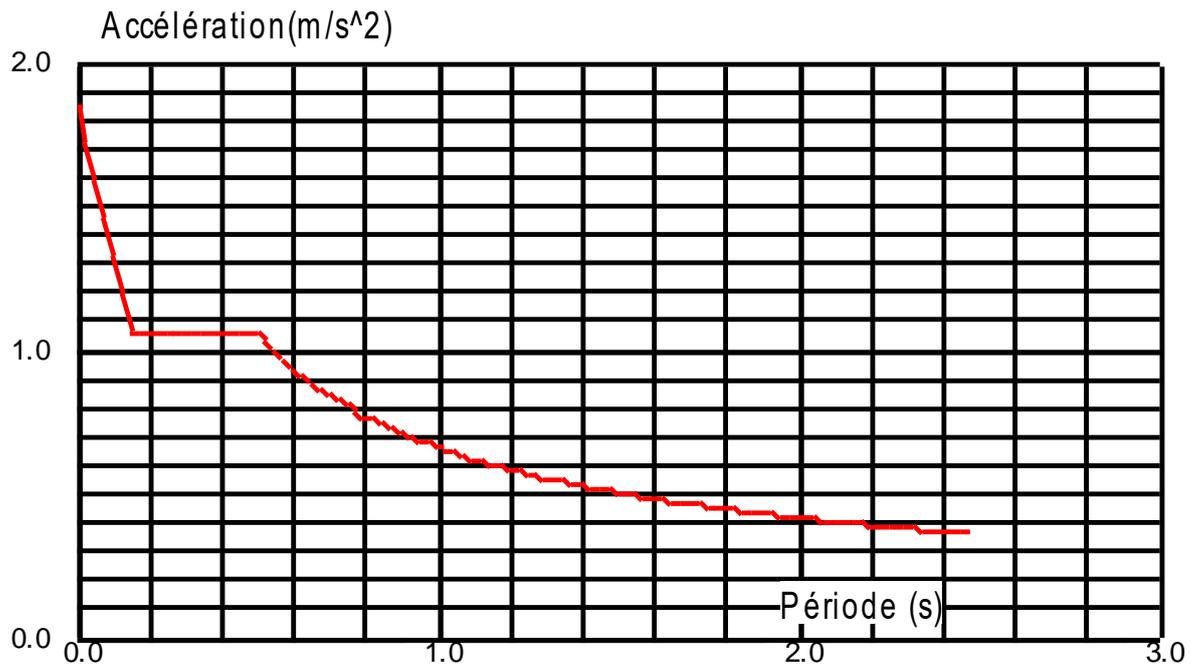


Fig. (IV-5). Spectre de réponse Vy- bloc A

Données:

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	x = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : ELU

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+VX

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-VX

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q+VY

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 11 : $G+Q-VY$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 12 : $0.8G+VX$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 13 : $0.8G-VX$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 14 : $0.8G+VY$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 15 : $0.8G-VY$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 16 : G poussé de terre

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 17 : G SSol

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 18 : Q SSol

Type d'analyse : Statique linéaire

Bloc B

Propriétés du projet : bloc B

Coordonnées du centre de gravité de la structure :

$$X = 25.361 \text{ (m)}$$

$$Y = 10.074 \text{ (m)}$$

$$Z = 7.819 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure :

$$I_x = 108142929.444 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 115119632.188 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 107507313.851 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1156417.929 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$$X = 25.164 \text{ (m)}$$

$$Y = 9.538 \text{ (m)}$$

$$Z = 9.886 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 240959155.410 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 264585433.590 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 243822032.638 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1834849.817 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de nœuds :	1803
Nombre de barres :	541
Éléments finis linéiques :	1145
Éléments finis surfaciques :	1218
Éléments finis volumiques :	0
Nbre de degrés de liberté stat :	10137
Cas :	19
Combinaisons :	11

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 2 : Q

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 3 : Modale

Type d'analyse : Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	10
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes :		0.000

Cas 4 : VX

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

$$X = 1.000$$

Y = 0.000

Z = 0.000

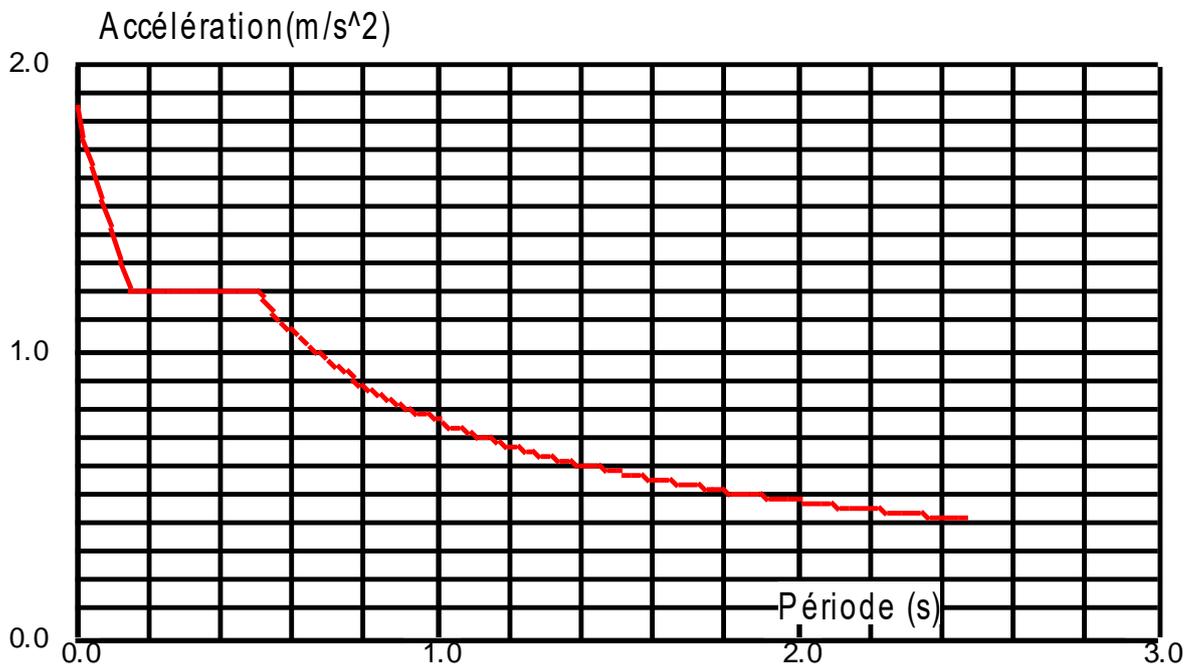


Fig. (IV-6). Spectre de réponse Vx- bloc B

Données:

- Zone : IIa
- Usage : 2
- Assise : S3
- Coefficient de qualité : 1.200
- Coefficient de comportement : 3.500
- Amortissement : x = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 5 : VY

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

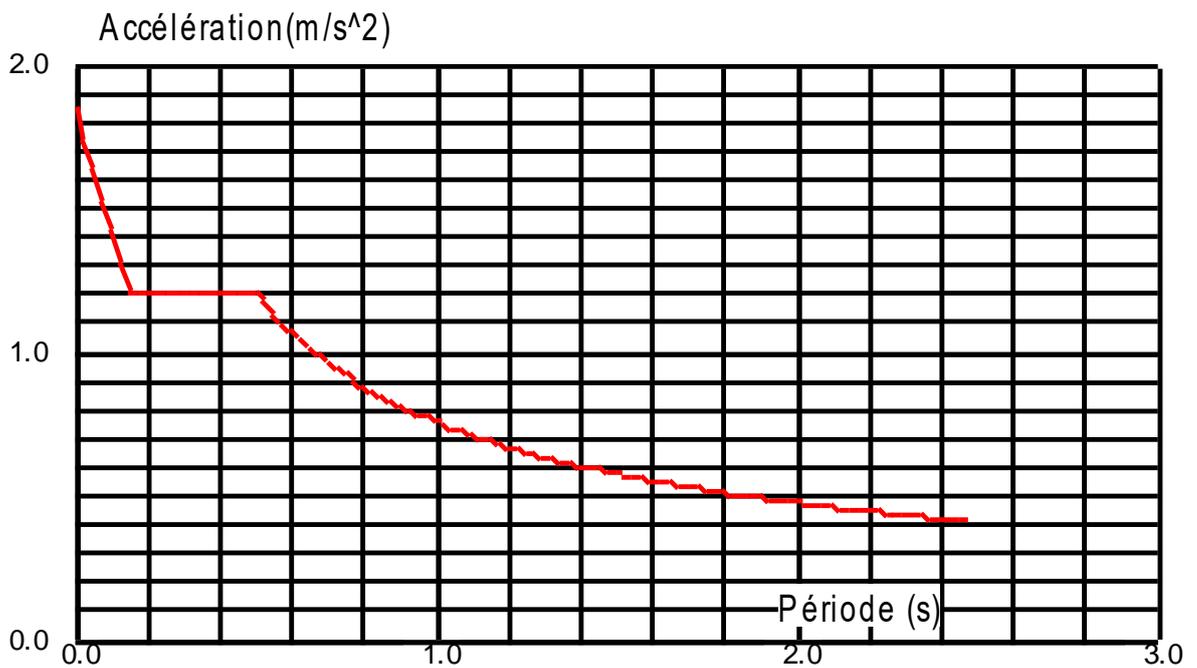


Fig. (IV-7). Spectre de réponse Vy- bloc B

Données:

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	x = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : ELU

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+VX

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-VX

Type d'analyse : Combinaison linéaire

- Cas 10** : $G+Q+VY$
Type d'analyse : Combinaison linéaire
- Cas 11** : $G+Q-VY$
Type d'analyse : Combinaison linéaire
- Cas 12** : $0.8G+VX$
Type d'analyse : Combinaison linéaire
- Cas 13** : $0.8G-VX$
Type d'analyse : Combinaison linéaire
- Cas 14** : $0.8G+VY$
Type d'analyse : Combinaison linéaire
- Cas 15** : $0.8G-VY$
Type d'analyse : Combinaison linéaire
- Cas 16** : G poussé de terre
Type d'analyse : Statique linéaire
- Cas 17** : G_{ssol}
Type d'analyse : Statique linéaire
- Cas 18** : Q_{ssol}
Type d'analyse : Statique linéaire
- Cas 19** : $G+0.2Q$
Type analyses : Combinaison linéaire

Chapitre V :
Ferraillage des éléments porteurs

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.1. Ferrailage des poutres principales

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{(RPA 99 /2003)}$$

V.1.1. Les recommandations du RPA

1- Les armatures longitudinales : (Art 7-5-2-1)

Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot (b \cdot h)$$

Poutres principales : Section (30x40) : $0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : Section (30x35) : $0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

4% b.h en zone courante.

6% b.h en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

En zones courantes : $0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

En zones de recouvrement : $0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires :

En zones courantes : $0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

En zones de recouvrements : $0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement est de :

40Φ (zone I et IIa).

50Φ (zone IIb et III)

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

2- Les armatures transversales minimales :

$A_t = 0,003 \cdot St \cdot B$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale et en travée :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

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

V.1.2. Etape de calcul

Calcul du moment réduit

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}; \text{ avec } : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $m_1 = 0.392$

1er cas : $\mu < \mu_1$ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc}=0$

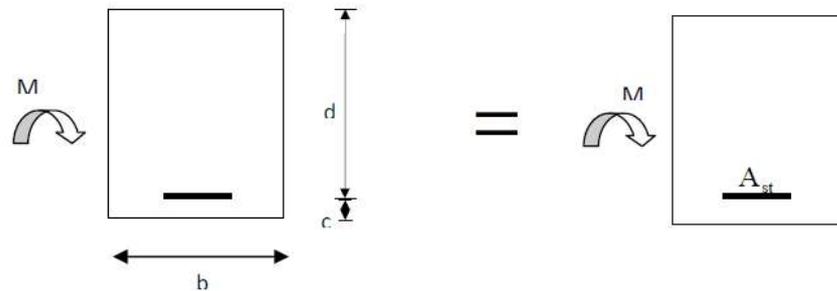


Fig. (V-1). Armatures longitudinales 1^{er} cas – section poutre

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{ avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow \text{Cas courant.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \text{Cas accidentel.}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$

A_{st} : section d'acier tendu.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

2^{eme} cas : $\mu > \mu_1$ section simplement armée (SSA)

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections

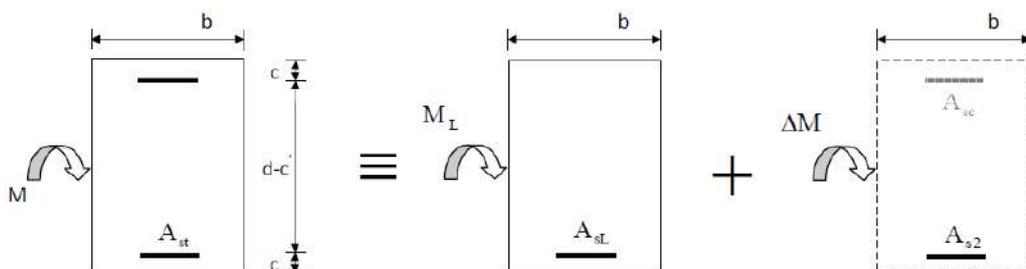


Fig. (V-2). Armatures longitudinales 2^{eme} cas – section poutre

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

V.1.3. Ferrailage des poutres principales (30x40)

Dans notre cas on ferraille avec le logiciel **EXPERT**.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose chaque bloc du bâtiment en quatre zones :

- 1)- De rive RDC et SSOL
- 2)- Intermédiaire RDC et SSOL
- 3)- De rive Etage courant
- 4)- Intermédiaire Etage courant

Bloc A :

1- Poutre Principale P1 de rive axe 1 et 5 RDC SSOL

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-41.69	-30.00	-68.56	23.75	17.09	-34.28
		53.28			26.64

Tab. (V-1). Sollicitations poutre P1 – bloc A

ELU

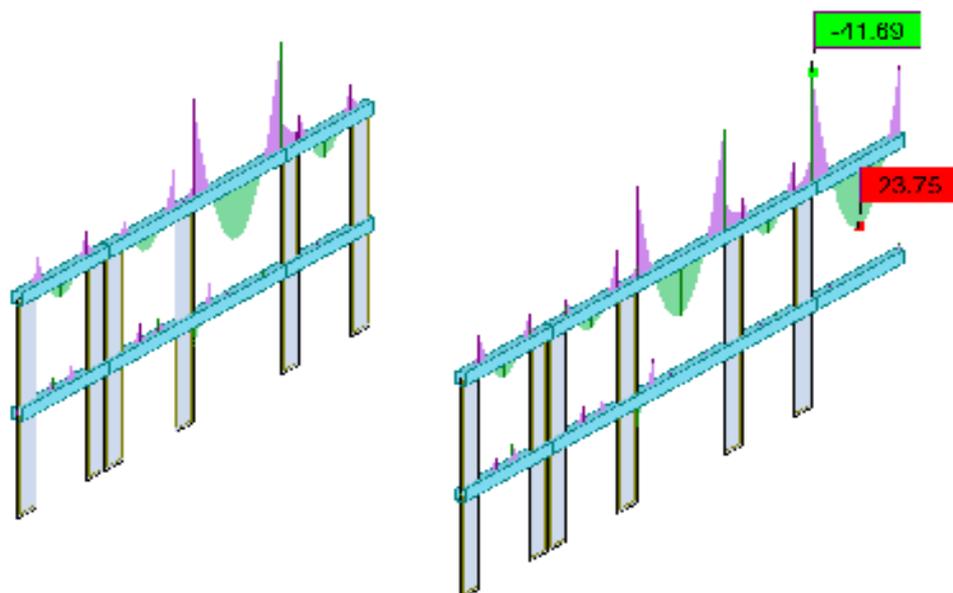


Fig. (V-3). Sollicitations poutre P1 à l'ELU– bloc A

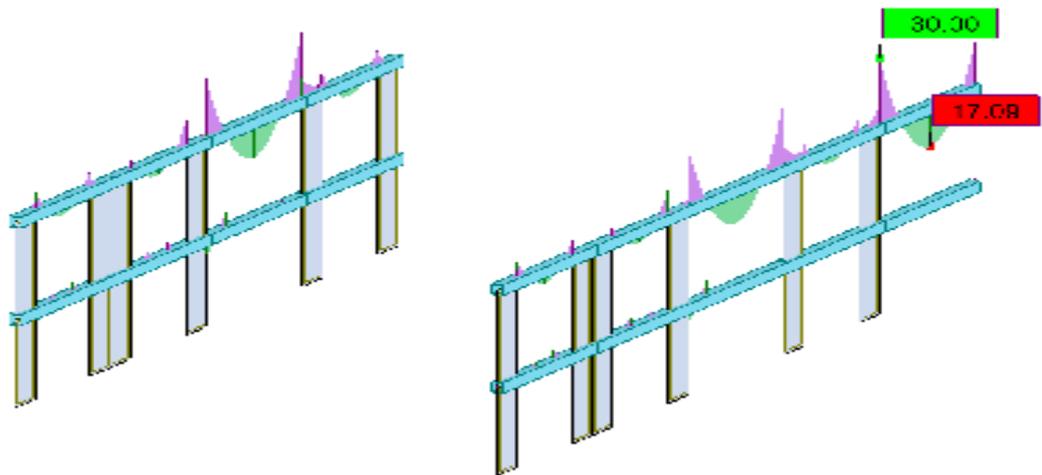
ELS

Fig. (V-4). Sollicitations poutre P1 à l'ELS – bloc A

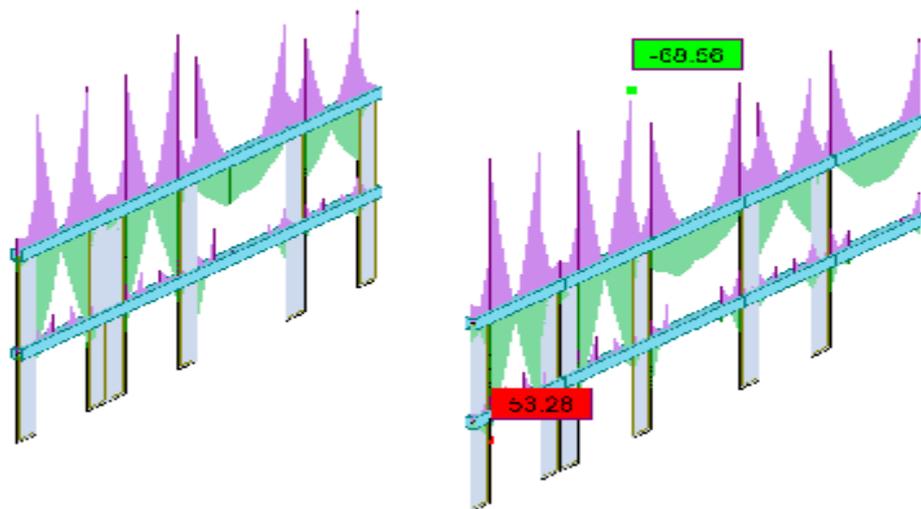
ACC

Fig. (V-5). Sollicitations poutre P1 à l'ELA – bloc A

Ferrailage de la section :

$$\text{BAEL 91 : } A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{RPA : } A_{\min} = 0,5\% \times B$$

Avec : B est l'aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A _{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA		
En Appuis	1.3	6	A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
			3.7	4.8
En travée	1.3	6	1.9	2.3

Tab. (V-2). Ferraillage de la section de poutre P1 – bloc A

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE +2HA12RENFORT

Armatures INF : 2HA12 FILANTE +2HA12RENFORT

En Travée :

Armatures SUP : 2HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

Armatures INF : 2HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

2- Poutre Principale P2 intermédiaire axe 2 à 4 RDC SSOL

Sollicitations de calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-95.17	-68.42	-91.96	45.93	33.57	-45.98
		57.32			28.66

Tab. (V-3). Sollicitations poutre P2 – bloc A

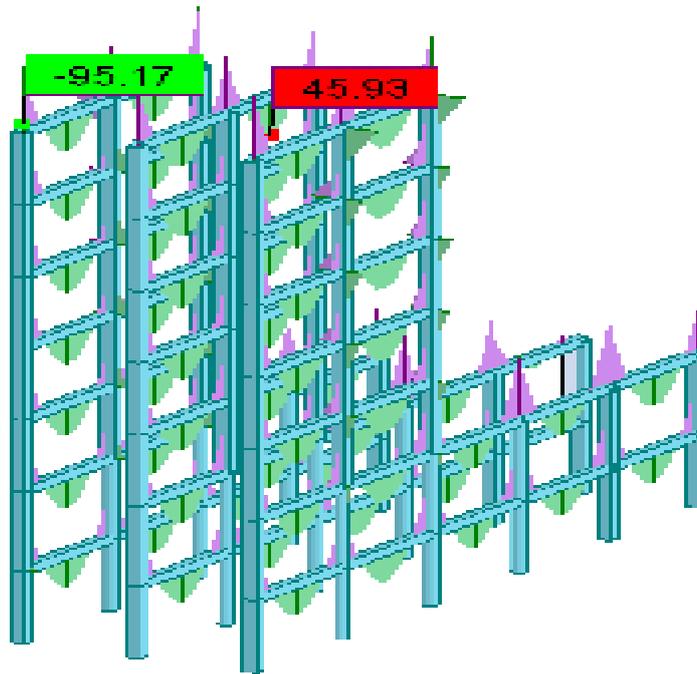
ELU

Fig. (V-6). Sollicitations poutre P2 à l'ELU – bloc A

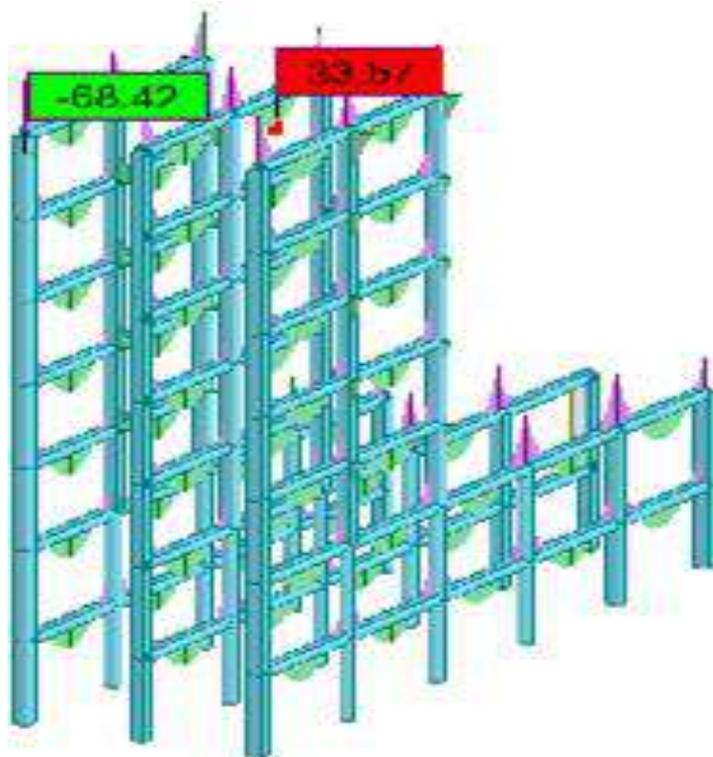
ELS

Fig. (V-7). Sollicitations poutre P2 à l'ELS – bloc A

ACC

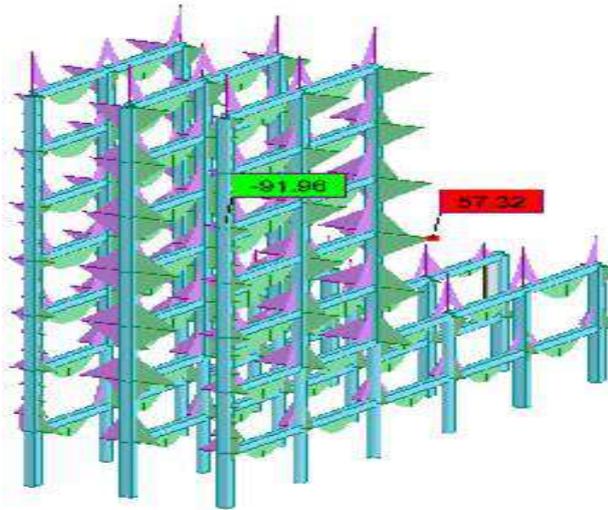


Fig. (V-8). Sollicitations poutre P2 à l’ELA – bloc A

Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B est l’aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA		
En Appuis	1.3	6	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
			4	8
En travée	1.3	6	3.7	3.2

Tab. (V-4). Ferraillage de la section de poutre P2 – bloc A

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE +3HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

En Travée :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

3- Poutre Principale P3 de rive axe 1 et 5 étages courants

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-21.24	-15.30	-99.22 83.51	9.92	7.25	-49.61 41.76

Tab. (V-5). Sollicitations poutre P3 – bloc A

ELU

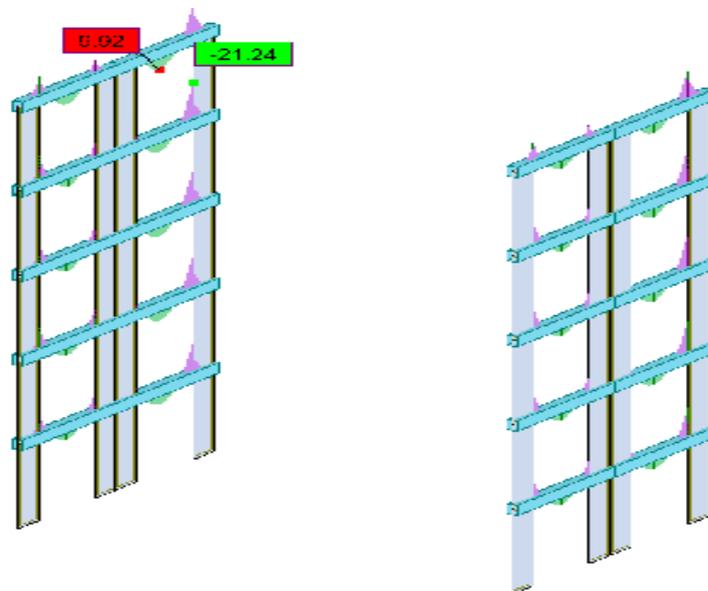


Fig. (V-9). Sollicitations poutre P3 à l'ELU – bloc A

ELS

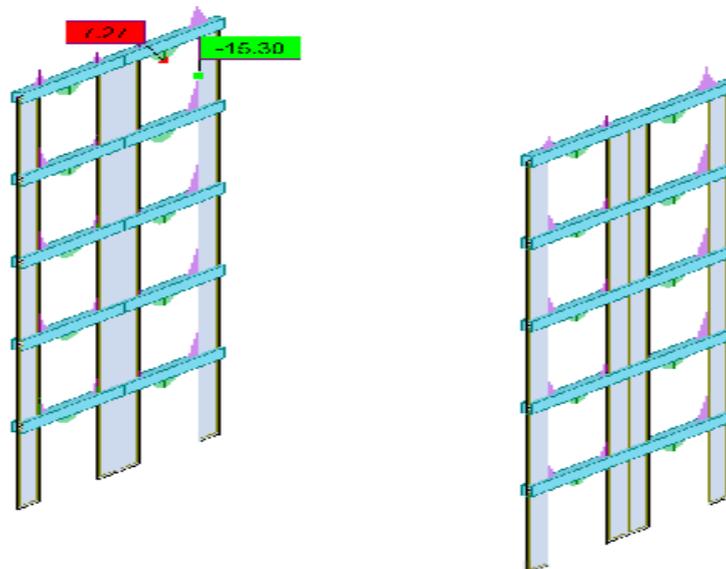


Fig. (V-10). Sollicitations poutre P3 à l'ELS – bloc A

ACC

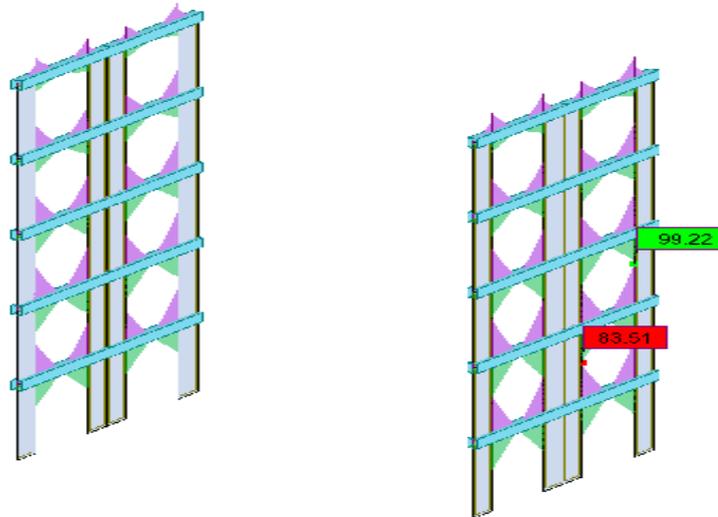


Fig. (V-11). Sollicitations poutre P3 à l'ELA – bloc A

Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B est l'aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.3	6	5.9	7
En travée	1.3	6	4	8

Tab. (V-6). Ferraillage de la section de poutre P3 – bloc A

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE +2HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +3HA12RENFORT

En Travée :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE +3HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

4- Poutre Principale P4 intermédiaire axe 2 à 4 étages courants

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-95.17	-68.42	-91.96	45.93	33.57	-45.98
		34.90			17.45

Tab. (V-7). Sollicitations poutre P4 – bloc A

ELU

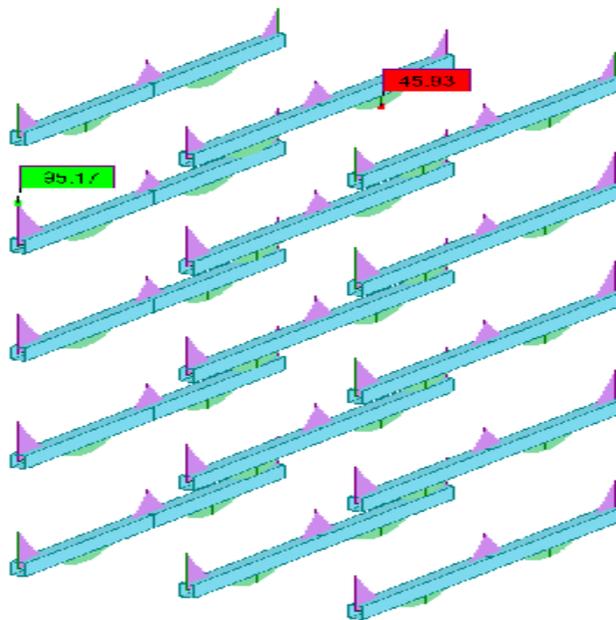


Fig. (V-12). Sollicitations poutre P4 à l'ELU – bloc A

ELS

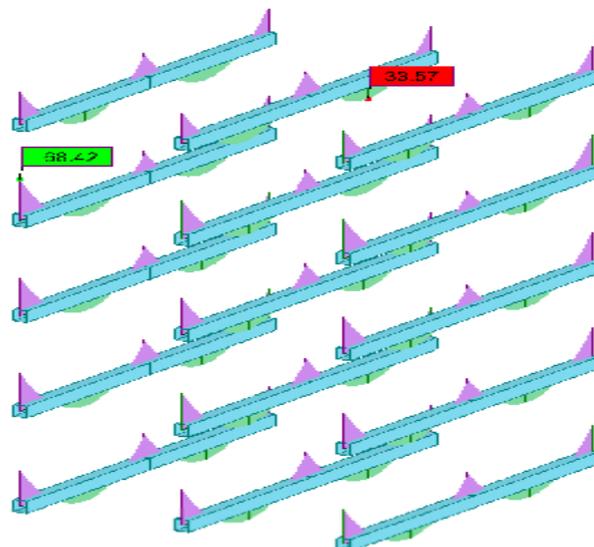


Fig. (V-13). Sollicitations poutre P4 à l'ELS – bloc A

ACC

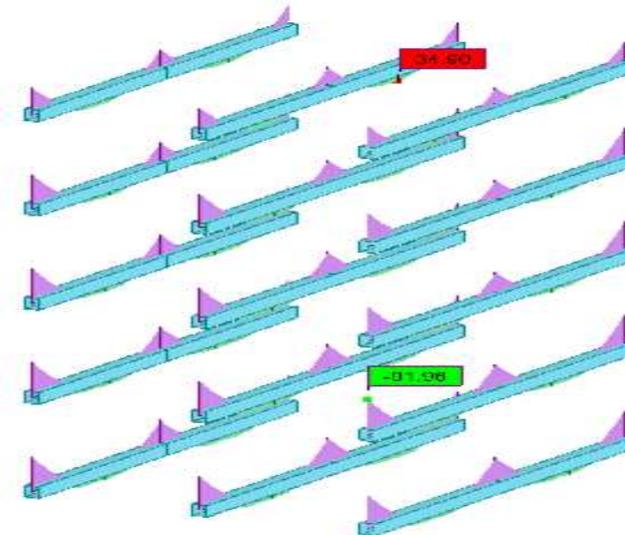


Fig. (V-14). Sollicitations poutre P4 à l'ELA – bloc A

Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B est l'aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA		
En Appuis	1.3	6	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
			2.4	8
En travée	1.3	6	3.7	3.2

Tab. (V-8). Ferraillage de la section de poutre P4 – bloc A

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE +3HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE

En Travée :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

Bloc B

1- Poutre Principale P5 de rive axe 6 et 12 RDC SSOL

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-45.68	-33.00	-84.19	27.48	19.86	-42.16
		83.77			42.09

Tab. (V-9). Sollicitations poutre P5 – bloc B

ELU

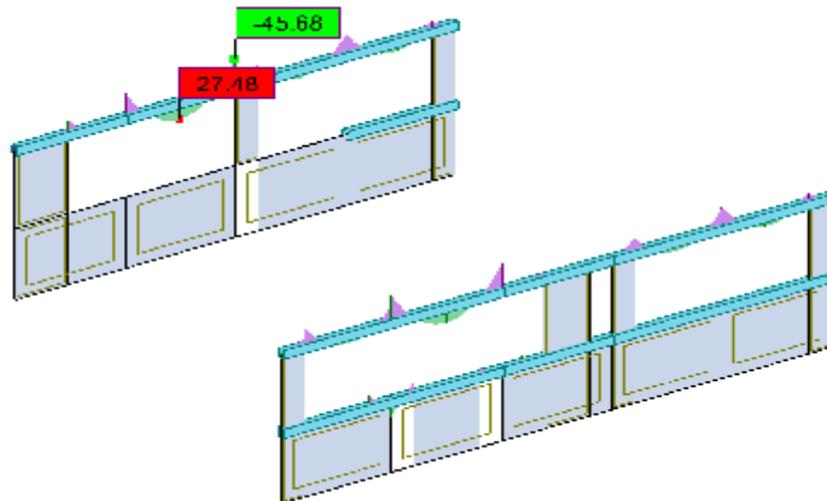


Fig. (V-15). Sollicitations poutre P5 à l'ELU – bloc B

ELS

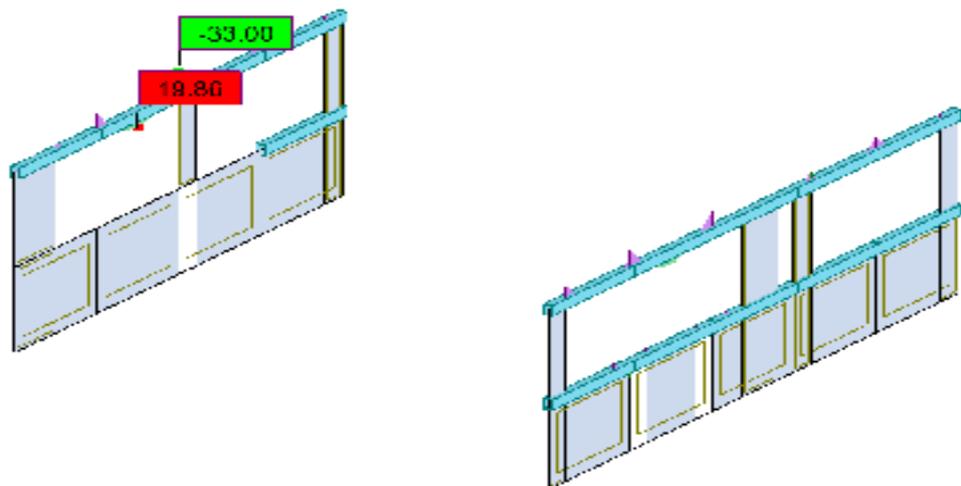


Fig. (V-16). Sollicitations poutre P5 à l'ELS – bloc B

ACC

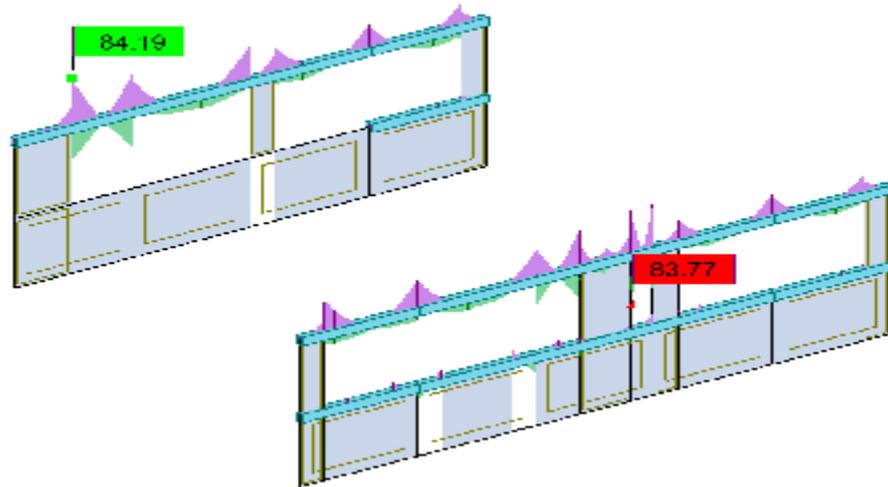


Fig. (V-17). Sollicitations poutre P5 à l’ELA – bloc B

Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B est l’aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA		
En Appuis	1.3	6	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
			5.9	5.9
En travée	1.3	6	2.9	2.9

Tab. (V-10). Ferraillage de la section de poutre P5 – bloc B

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE +3HA12RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +3HA12RENFORT

En Travée :

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE

Armatures INF : 3HA12 FILANTE

2- Poutre Principale P6 intermédiaire axe 7 à 11 RDC SSOL

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-97.33	-70.09	-91.49 37.95	48.43	34.84	-45.74 18.91

Tab. (V-11). Sollicitations poutre P6 – bloc B

ELU

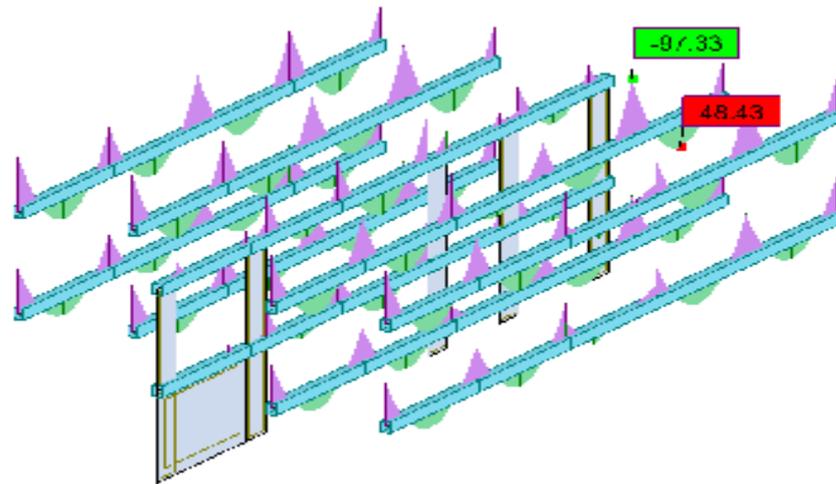


Fig. (V-18). Sollicitation poutre s P6 à l'ELU – bloc B

ELS

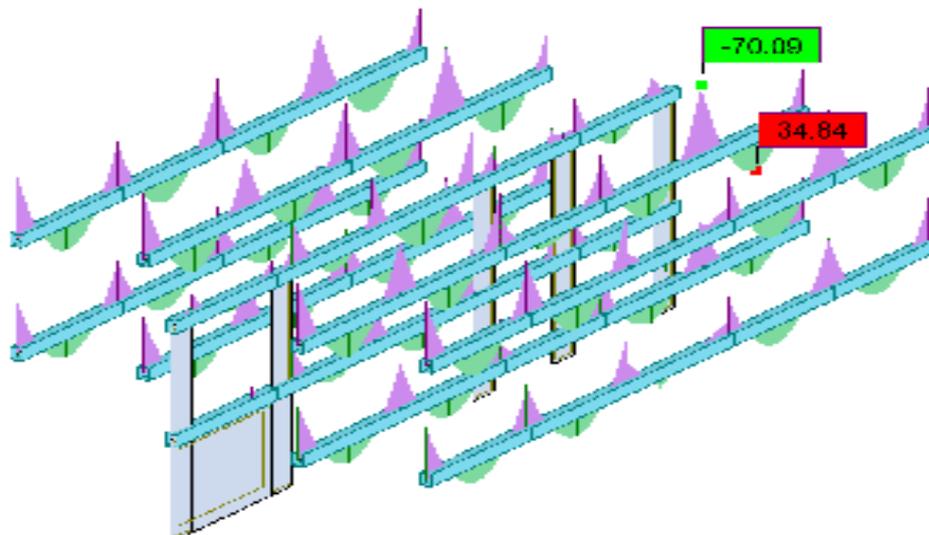


Fig. (V-19). Sollicitations poutre P6 à l'ELS – bloc B

ACC

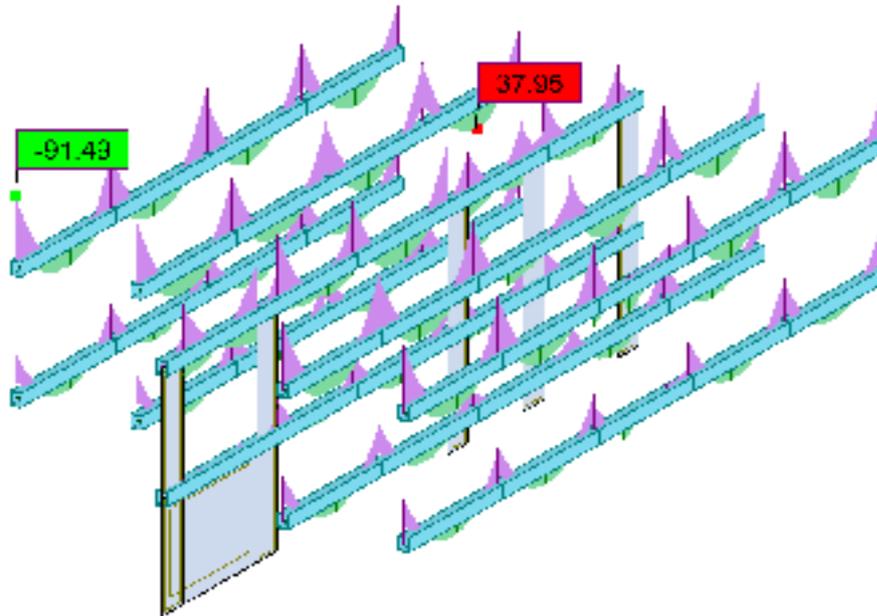


Fig. (V-20). Sollicitations poutre P6 à l'ELA – bloc B

Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B est l'aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.3	6	2.6	8.2
En travée	1.3	6	3.9	3.1

Tab. (V-12). Ferraillage de la section de poutre P5 – bloc B

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE + 3HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE

En Travée :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE

Armatures INF : 3HA12 FILANTE + 1HA12RENFORT

3- Poutre Principale P7 de rive axe 6 et 12 étages courants

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-85.24	-61.56	-126.34	42.56	31.17	-63.17
		94.60			47.30

Tab. (V-13). Sollicitations poutre P7 – bloc B

ELU

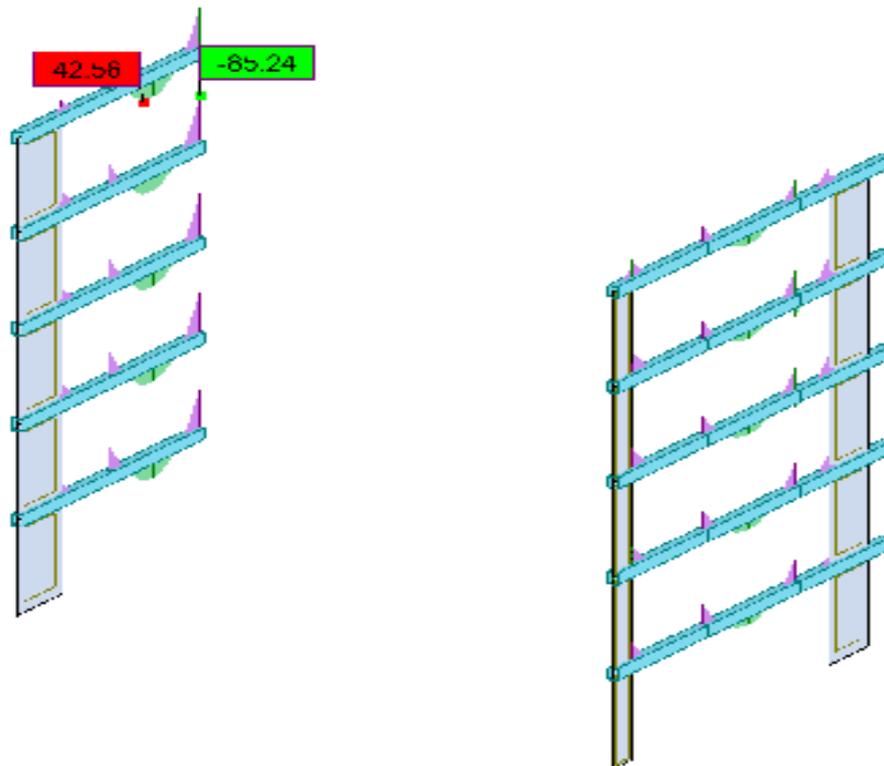


Fig. (V-21). Sollicitations poutre P7 à l'ELU – bloc B

ELS

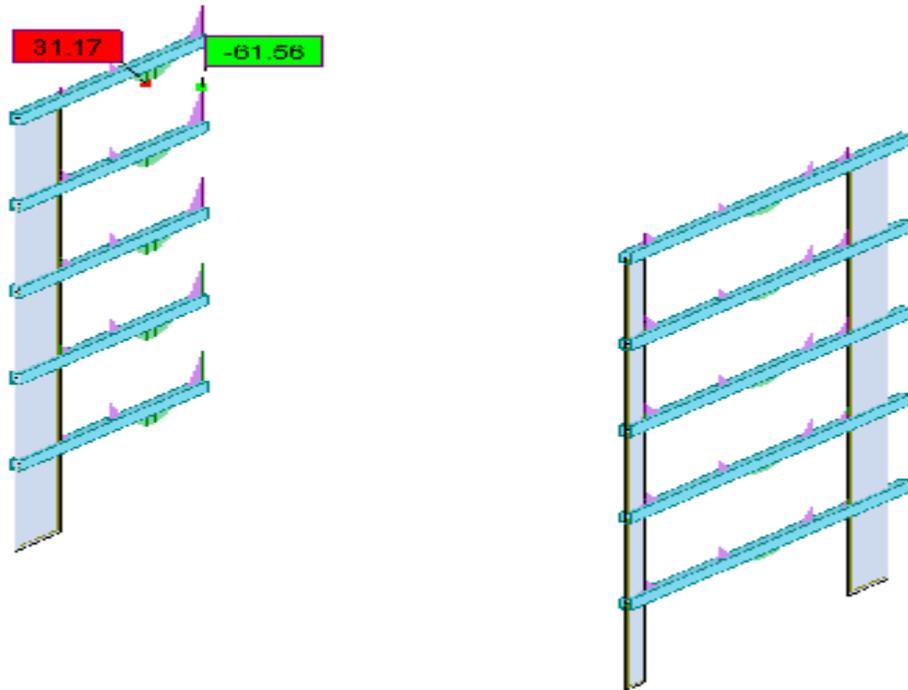


Fig. (V-22). Sollicitations poutre P7 à l'ELS – bloc B

ACC

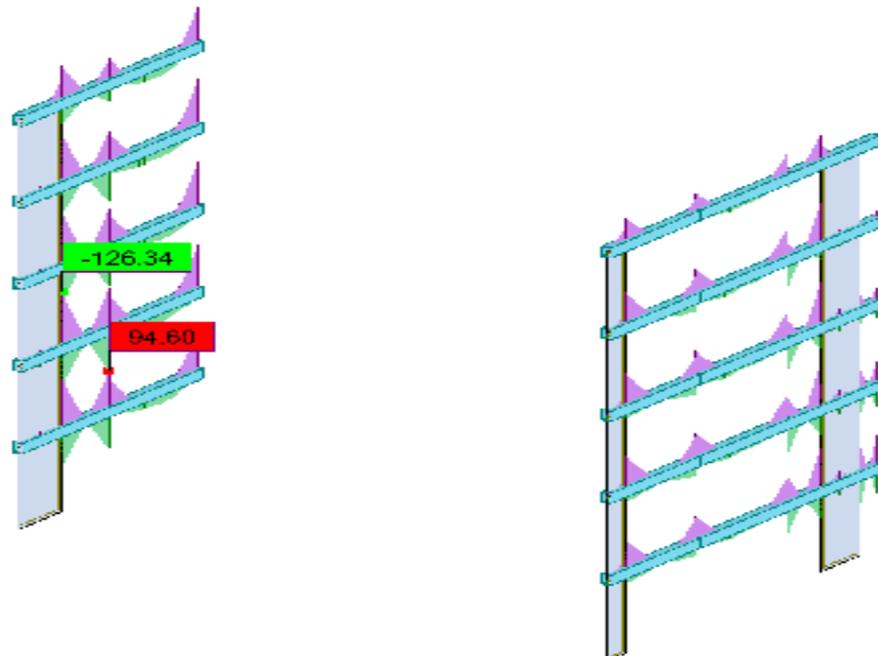


Fig. (V-23). Sollicitations poutre P7 à l'ELA – bloc B

Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$

avec : B est l'aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A _{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA		
En Appuis	1.3	6	A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
			6.7	9.1
En travée	1.3	6	3.4	4.4

Tab. (V-14). Ferraillage de la section de poutre P7 – bloc B

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE + 3HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE + 3HA12RENFORT

En Travée :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE

Armatures INF : 3HA12 FILANTE + 1HA12RENFORT

4- Poutre Principale P8 intermédiaire axe 7 à 11 étages courants

Sollicitations de Calcul : (Robot 2022)

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-107.43	-77.47	-116.34 55.50	48.82	35.34	-58.14 27.82

Tab. (V-15). Sollicitations poutre P8 – bloc B

ELU

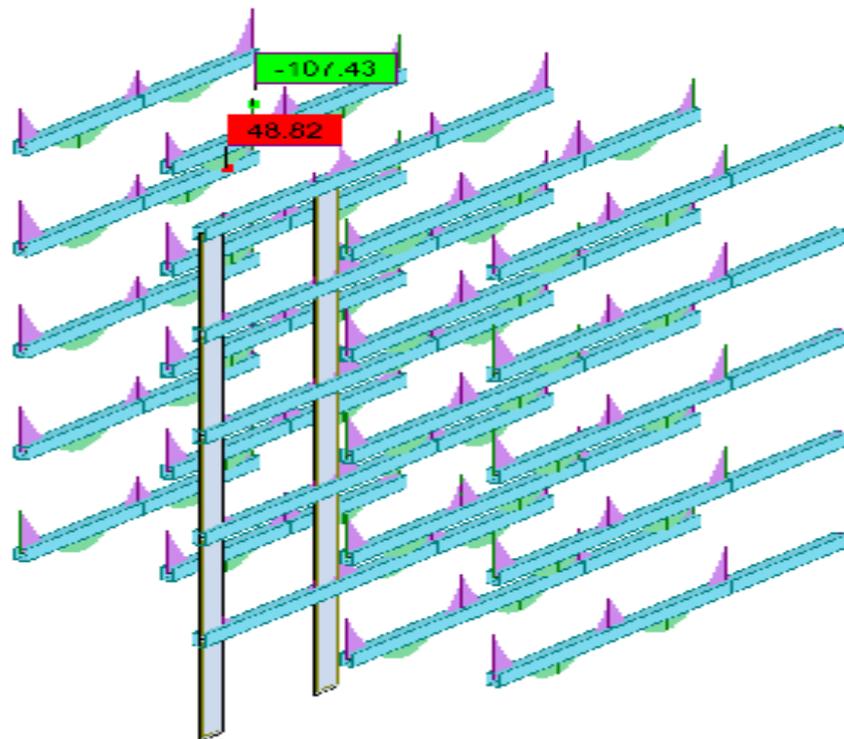


Fig. (V-24). Sollicitations poutre P8 à l'ELU – bloc B

ELS

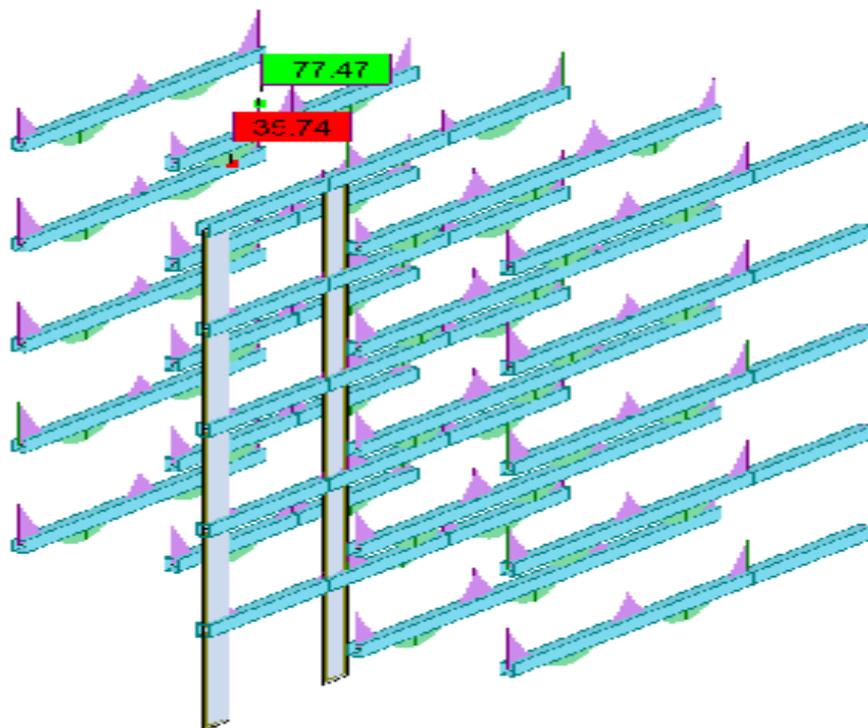


Fig. (V-25). Sollicitations poutre P8 à l'ELS – bloc B

ACC

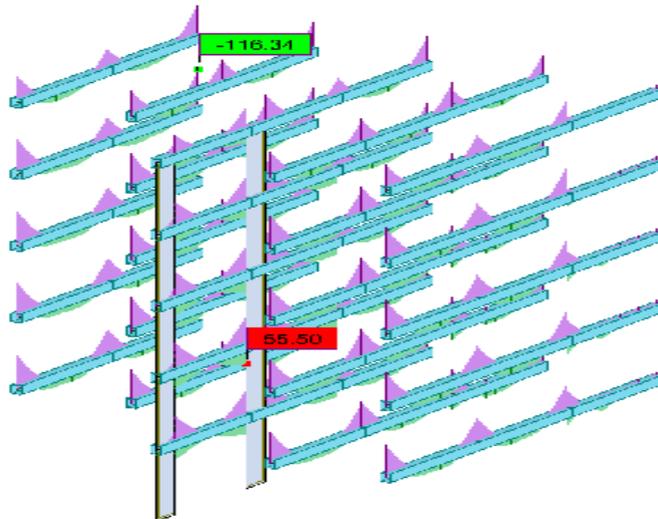


Fig. (V-26). Sollicitations poutre P8 à l'ELA – bloc B
Ferraillage de la section :

BAEL 91 : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

RPA : $A_{min} = 0,5\% \times B$ avec : B est l'aire de la section de la poutre.

Récapitulative :

	A _{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.3	6	3.8	9.1
En travée	1.3	6	3.9	4

Tab. (V-16). Ferraillage de la section de poutre P8 – bloc B

Choix des armatures :

En Appuis :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE +3HA14RENFORT

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

En Travée :

Armatures SUP : 3HA14 FILANTE

Armatures INF : 3HA12 FILANTE +1HA12RENFORT

V.1.4. Vérification à L'ELU

1- Vérification de la condition de non fragilité :

La section minimale des armatures longitudinale est : (BAEL 91)

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

Poutres principales de (30' 40) : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40 \times 2.1/400 = 1.449 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (30' 35) : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times 2.1/400 = 1.268 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

2- Justification sous sollicitations d'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad ; \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à L'ELU.}$$

3- Vérification de la contrainte tangente du béton :(Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (la fissuration est peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

4- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Sur le béton :

$$\bar{V}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \quad \text{avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

5- Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art 6.1, 3/BAEL 99)

On doit vérifier :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

U_i : le périmètre des barres.

$\psi_s = 1,5$ pour les aciers à hautes adhérence

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

6- Calcul de longueur de scellement droits des barres :(art A.6.1.23/BAEL 91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad (\text{Pour les HA12})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad (\text{Pour les HA14})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad (\text{Pour les HA10})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad (\text{Pour les HA16})$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

7- Espacement des barres

En zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l \right\}$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

8- Armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0,003 \cdot St \cdot b$$

V.1.5. Vérification a l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

3) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau e la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire l'aspect et l'utilisation de la construction.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

V.1.6. Vérification Efforts tranchants

1- Conditions :

- Section des poutres identiques
- Section des poteaux identiques
- Section des armatures inférieures identique (Appuis de rive = Appuis intermédiaire)

2- Vérification Pratique

Effort tranchant maximal « Vu »

- 1- Vérification cisaillement
- 2- Vérification de la bielle
- 3- Vérification des aciers inférieurs en appuis
- 4- Contrainte moyenne de compression (Ru)

Bloc A :

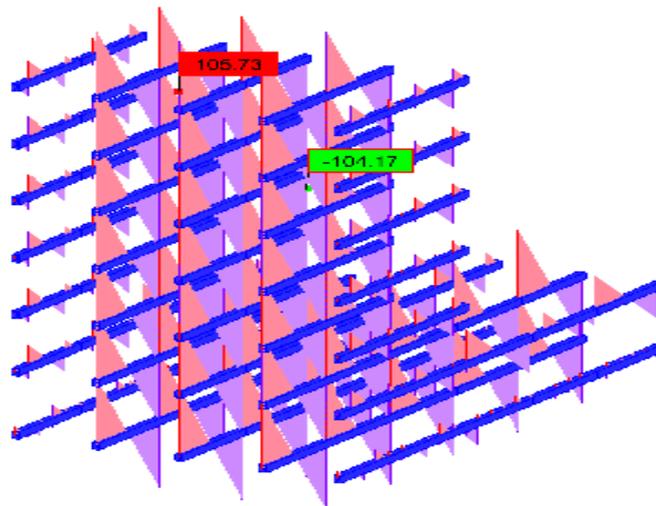


Fig. (V-27). Diagramme efforts tranchant (max) de poutres – bloc A

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
105.73	30	40	40	2.5	25	Fissuration préjudiciable	3.39	400

Tab. (V-17). Donnée de vérification de l'efforts tranchants de poutres – bloc A

V_u : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

a : largeur du poteau

c : enrobage

F_{c28} : Résistance à la compression à 28jours

A_s (Inférieure) : Armature inférieure en appuis

F_e : Limite d'élasticité de l'acier

a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)

τ_u (Mpa)	$\tau_u \text{ adm}$ (Mpa)	Vérification
0.979	2.500	OK

Tab. (V-18). Vérification de la contrainte tangente limite ultime de poutres – bloc A

b- Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)

V_u (N)	$0,267.b.a.fc28$ (N)	Vérification
105730.000	710887.500	OK

Tab. (V-19). Vérification de la contrainte de compression (bielle) de poutres – bloc A

c- Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 : A.5.1.31)

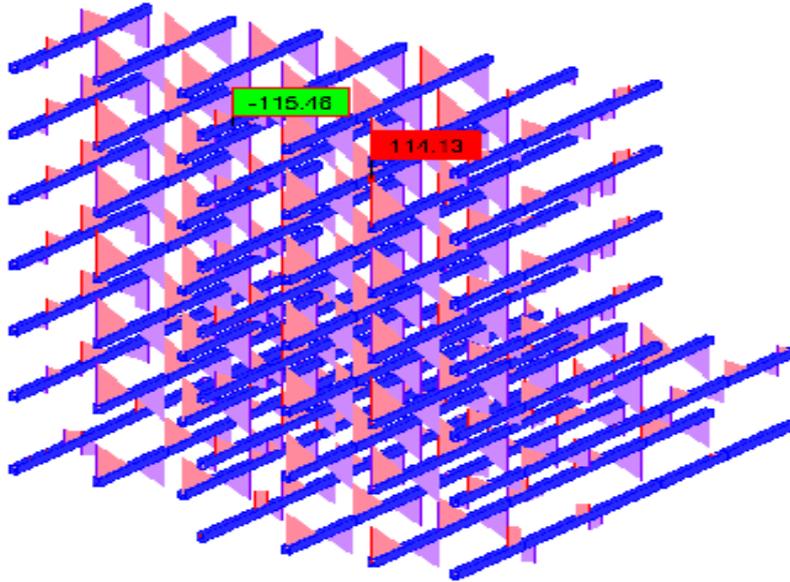
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	Vérification
3.390	3.040	OK

Tab. (V-20). Vérification des armatures inférieures d'appuis de poutres – bloc A

d- Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)

R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
211460.000	1.986	21.667	OK

Tab. (V-21). Vérification de la contrainte moyenne de compression de poutres – bloc A

Bloc B :**Fig. (V-28). Diagramme efforts tranchant (max) de poutres – bloc B**

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
115.46	30	40	40	2.5	25	Fissuration préjudiciable	3.39	400

Tab. (V-22). Donnée de vérification de l'efforts tranchants de poutres – bloc B

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

a : largeur du poteau

c : enrobage

Fc28: Résistance à la compression à 28jours

As (Inférieure) : Armature inférieure en appuis

Fe : Limite d'élasticité de l'acier

a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)

τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification
1.069	2.500	OK

Tab. (V-23). Vérification de la contrainte tangente limite ultime de poutres – bloc B**b- Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)**

Vu (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification
115460.000	710887.500	OK

Tab. (V-24). Vérification de la contrainte de compression (bielle) de poutres – bloc B

c- Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 : A.5.1.31)

As (cm ²)	Vu/(fe/γs) [cm ²]	Vérification
3.390	3.319	OK

Tab. (V-25). Vérification des armatures inférieures d'appuis de poutres – bloc B

d- Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)

Ru (N)	σmb (MPa)	1,3 Fc28 /γb	Vérification
230920.000	2.168	21.667	OK

Tab. (V-26). Vérification de la contrainte moyenne de compression de poutres – bloc B

e- Armature transversale des poutres (Bloc A et B) [BAEL91 + RPA99v.2003]

Choix du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right)$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}$$

Espacement maximal zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(S_t; 30cm; \frac{A_t f_e}{0.4 b}; \frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

Espacement maximal Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(S_t; 40cm; \frac{A_t f_e}{0.4 b}; \frac{h}{2}\right)$$

Vérification At minimale (RPA) :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

Données

b(cm)	h(cm)	ϕ _{lmin} (cm)	fe (Mpa)	fc28 (Mpa)	Vu(KN)
30	40	1.2	235	25	115.46

Tab. (V-27). Donnée de calcul de l'armature transversale des poutres (Bloc A et B)

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

F_{c28} : Résistance à la compression à 28jours

F_e : Limite d'élasticité de l'acier

Φ_{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales

choix du diamètre	
Φ_t (cm) [diamètre max]	Φ_t (mm) [diamètre choisi]
1.14	8
Espacement maximal Zone Nodale (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
10	10
Espacement maximal Zone courante (cm)	
St (cm) max	St (cm) Choisi
20	15
Vérification A_t minimale (RPA)	
OK	

Tab. (V-28). Calcul et vérification de l'armature transversale des poutres (Bloc A et B)

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M_f » dans les deux sens longitudinal et transversal.

V.2.1. Combinaisons fondamentales

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

$G + Q$ ELS.

Combinaisons accidentelles :

$G + Q \pm 1.2 E$

V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales

Il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 v2003 avant de calculer le ferrailage, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA99 v2003.}$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003}$$

Avec : $\rho_d = 0,075 \Leftrightarrow \lambda_g \geq 5$.

$\rho_d = 0,04 \Leftrightarrow \lambda_g < 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \dots \dots \dots \text{RPA99 v2003.}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

V.2.4. Calcul du ferrailage longitudinal

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

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

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II.

- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zone critique).

V.2.5. Exemple de calcul

On prend les sollicitations du poteau le plus sollicité pour chaque combinaison des charges.

1- Les armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion composé, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M .

2- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U}$$

3- Vérification des conditions :

$$(d - d')N_U - M_A$$

$$\left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

D'après le RPA 99/version 2003

$$A_{\min} = A_s > 0,8\% \times b \times h$$

D'après le RPA 99/version 2003

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4\% \text{ en zone courante}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \text{ en zone de recouvrement}$$

4- Armatures transversales

D'après le RPA99/version2003 :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot t \cdot T_{Umax}}{h \cdot f_e}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \\ f_e = 235 \text{ MPa} \end{cases}$$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA99 version 2003 on a :

Zone nodale $t \leq \min (10\phi l , 15cm)$

Zone courante $t' \leq 15\phi l$

Recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003 on a :

Zone II : $L_r = 40\phi$

Bloc A

Effort tranchant : (Robot 2022)

	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	TY [MPa]	TZ [MPa]
MAX	1099.84	57.32	63.48	33.57	35.47	1.39	0.31	0.33
Barre	21	188	301	281	188	905	281	188
Noeud	41	252	365	307	214	397	307	214
Cas	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-172.04	-57.60	-63.27	-37.56	-34.42	-1.64	-0.35	-0.32
Barre	941	188	281	941	186	905	941	188
Noeud	438	214	345	439	212	398	439	212
Cas	15 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

Tab. (V-29). Effort tranchant des poteaux (Robot 2022) - Bloc A

$$T_{max} = -0.35 \text{ MPa} \leq 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Ferrailage : (robot expert)

Comb.	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	1519.45	0.30	1.16
ACC	367.91	-57.60	-29.46
ACC	84.42	-1.81	63.48
ACC	21.58	2.72	9.18

Tab. (V-30). Sollicitations max des poteaux (Robot 2022) - Bloc A

$$A_{s1}=0.2\text{cm}^2 ; A_{s2}=3.3\text{cm}^2$$

$$\text{BAEL } A_{s \text{ tot}} = 7\text{cm}^2 \text{ calculée}$$

$$\text{RPA } A_s = (0.8/100)40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

On adopte : **4HA14+4HA16=14.20cm²**

Bloc B**Effort tranchant : (Robot 2022)**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	TY [MPa]	TZ [MPa]
MAX	1298.45	52.96	80.91	8.23	61.50	88.33	0.50	0.76
Barre	28	327	96	96	315	309	327	96
Noeud	55	470	80	80	379	373	470	80
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-329.32	-50.93	-49.41	-5.40	-60.77	-93.80	-0.48	-0.46
Barre	164	309	95	96	312	327	309	95
Noeud	228	335	159	160	376	476	335	159
Cas	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

Tab. (V-31). Effort tranchant des poteaux (Robot 2022) - Bloc B

$$T_{\text{max}} = -0.76\text{MPa} \leq 1\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{bu}} = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1\text{MPa}$$

Ferrailage : (robot expert)

Comb.	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	1701.51	0.76	-0.79
ACC	463.87	-95.97	2.22
ACC	130.46	-4.87	54.68
ACC	-329.32	10.45	-33.38

Tab. (V-32). Sollicitations max des poteaux (Robot 2022) - Bloc B

$$A_{s1}=3.3\text{cm}^2$$

$$A_{s2}=3.3\text{cm}^2$$

BAEL : $A_{stot}= 13.2\text{cm}^2$ calculé

RPA : $A_s= (0.8/100)40\times 40=12.8\text{cm}^2$

On adopte : **4HA14+4HA16 = 14.20 cm²**

V.3. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues aux séismes, soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.3.1. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION).

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.3.2. Calcul des voiles

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espace des barres horizontales et verticales : $S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

1- Combinaisons de calcul

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression « F » et un moment de flexion « M », sous les combinaisons de calcul suivantes :

$$E. L.U : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E. L. S : G + Q$$

Combinaisons accidentelles « R.P.A 99 » :

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

$$0.8G \pm E$$

2- Vérification des contraintes tangentielle

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,20x1ml)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA.

3- Le ferrailage

Le ferrailage se calcul de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section de (0,25 x 1ml).

En faisant le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel « expert BA », on doit vérifier le ferrailage minimal du RPA dans les deux sens :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

Ferrailage vertical :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

Ferrailage horizontal :

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

$$\text{Espace vertical et horizontale : } s \leq \min (1,5e ; 30)$$

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifié 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm

Les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins.

V.3.3. Exemple de calcul

1- Ferrailage théorique : (Robot 2022)

Choix de voile le plus sollicité (Bloc A - Sens x)

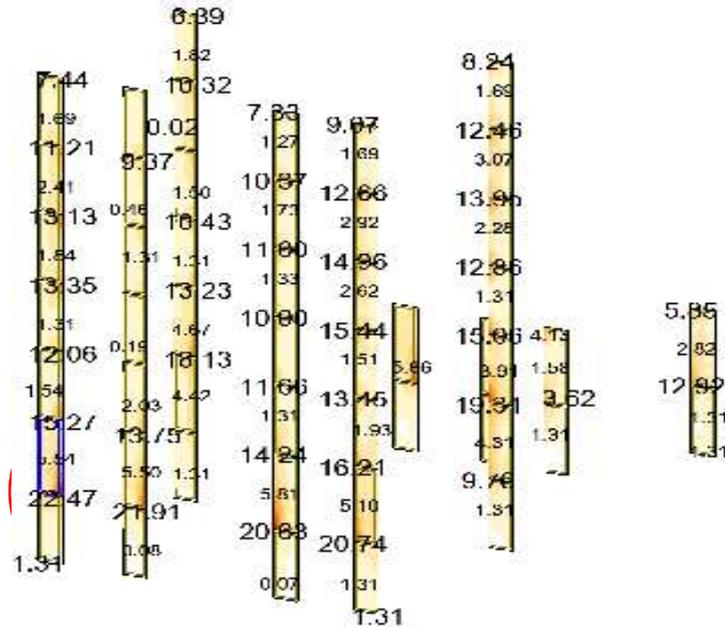


Fig. (V-29). Ferrailage théorique des voiles (Bloc A - Sens x)

Voile le plus sollicité (Panneau 1422)

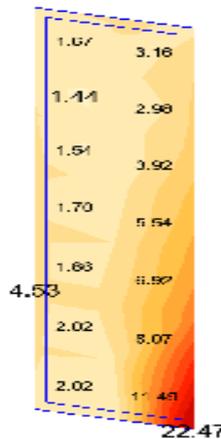


Fig. (V-30). Voile le plus sollicité (Bloc A - Sens x)

2- Sollicitations (Robot 2022)

	NOM	TYPE	N (KN)	M (KN.m)	H (KN)
1	ELU	ELU	291.34	10.77	25.19
2	G+Q+VX	ACC	-213.95	-148.79	79.21
3	G+Q-VX	ACC	640.2	164.59	-42.37

Tab. (V-33). Sollicitations max de voiles (Robot 2022)

3- Diagrammes (Robot expert BA 2010)

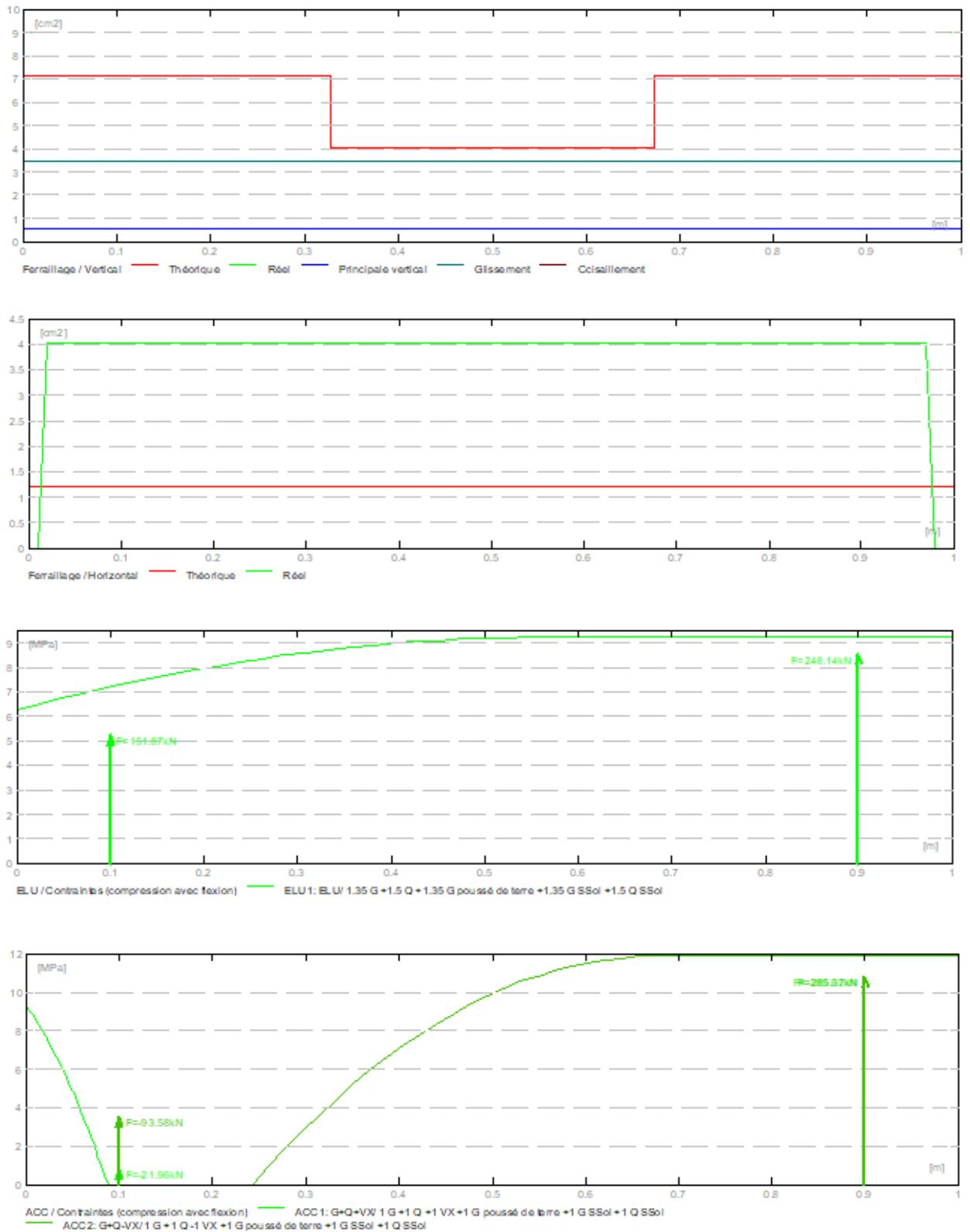


Fig. (V-31). Diagrammes de voiles (Robot expert BA 2010)

4- Résultats théoriques (Robot expert BA 2010)

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

$$\sigma_{ulim} = 9.23 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim_seism} = 11.87 \text{ (MPa)}$$

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$N_{umax} = 291.34 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{umax} = 1.46 \text{ (MPa)}$$

$$N_{ulim} = 1846.59 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{ulim} = 9.23 \text{ (MPa)}$$

$$N_{umax} < N_{ulim} \quad \Rightarrow \quad \text{Voile non armé}$$
$$291.34 \text{ (kN/m)} < 1846.59 \text{ (kN/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$$N_{umax} = 641.03 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{umax} = 3.21 \text{ (MPa)}$$

$$N_{ulim} = 2373.80 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{ulim} = 11.87 \text{ (MPa)}$$

$$N_{umax} < N_{ulim} \quad \Rightarrow \quad \text{Voile non armé}$$
$$641.03 \text{ (kN/m)} < 2373.80 \text{ (kN/m)}$$

5- Ferrailage (Robot expert BA 2010)

Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0.33	0.67	4	HA 400	12.0	4.12	0.25

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	30	HA 400	8.0	0.94	0.00	0.00	0.25	
boucles U	15	HA 400	8.0	0.39	0.13	0.39	-	21
boucles U	15	HA 400	8.0	0.39	0.13	0.39	-	21

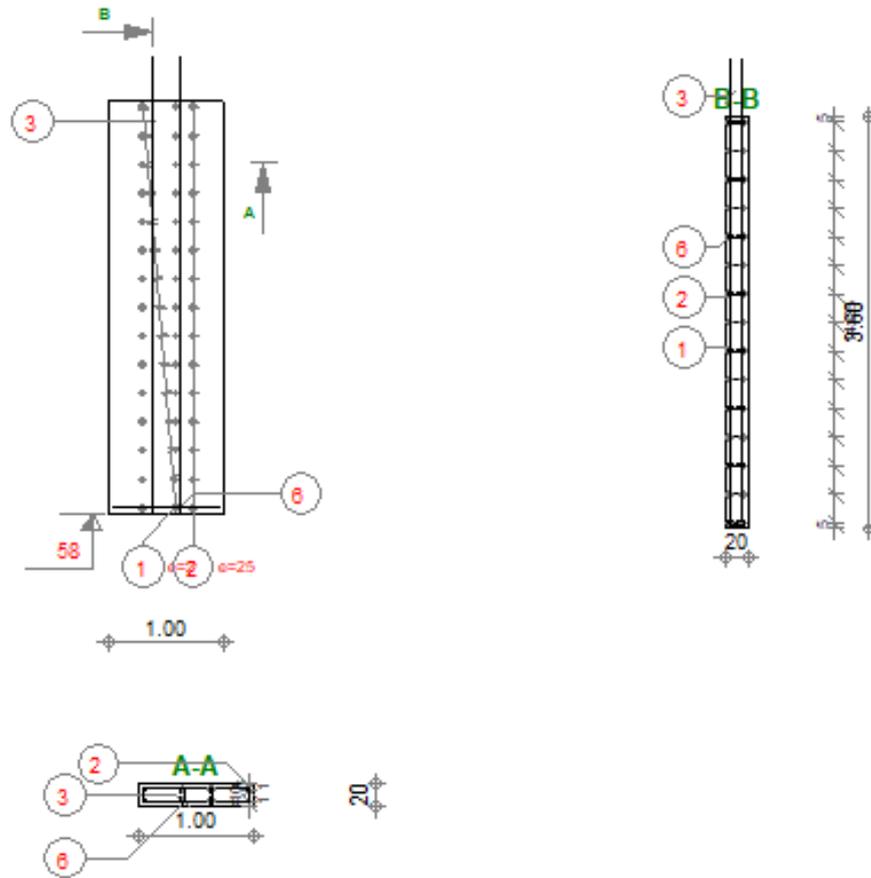
Épingles:

Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
16	HA 400	8.0	0.15	0.00	0.00	00

Armature de bord (Af):

	Quantité	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 400	12.0	4.12	0.00	0.00	
Armatures longitudinales - droite	8	HA 400	12.0	4.12	0.00	0.00	
Armature transversale - gauche	36	HA 400	8.0	0.14	0.26	0.14	31
Armature transversale - droite	36	HA 400	8.0	0.14	0.26	0.14	31
Épingles - gauche	36	HA 400	8.0	0.14	0.00	0.00	00
Épingles - droite	36	HA 400	8.0	0.14	0.00	0.00	00

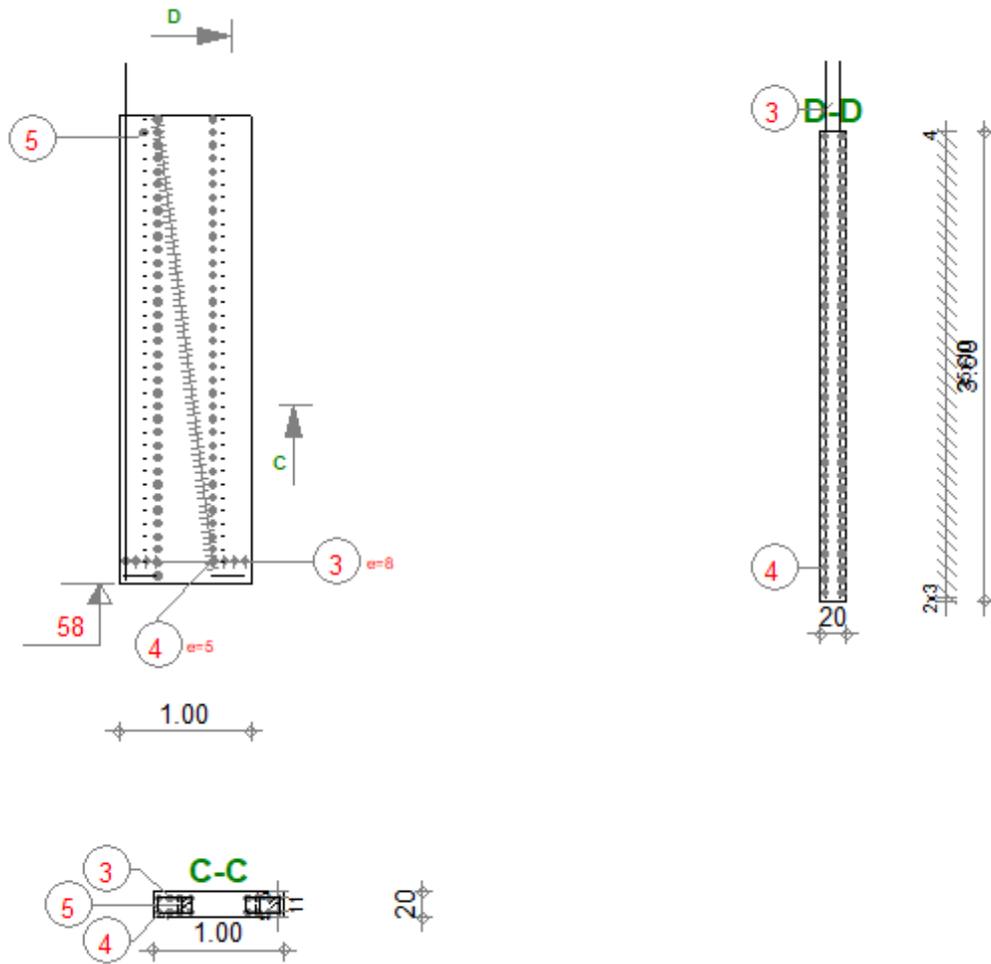
Armatures verticales et horizontales :



Pos.	Armature	Code	Forme
①	30HA 8	I=85	21
②	30HA 8	I=94	
③	4HA 12	I=4.12	
⑥	18HA 8	I=30	00

Fig. (V-32). Armatures verticales et horizontales de voiles (Robot expert BA 2010)

Armatures de bord :



Pos.	Armature	Code	Forme
3	16HA 12	H.12	4.12
4	72HA 8	H.8	31 $\left[\begin{matrix} 14 \\ 10 \end{matrix} \right]$
5	72HA 8	H.8	00 $\left[\begin{matrix} 14 \\ 10 \end{matrix} \right]$

Fig. (V-33). Armatures de bord de voiles (Robot expert BA 2010)

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

V.1. Etude des voiles périphériques

V.1.1. Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé.

VI.1.2. Dimensionnement

D'après RPA99/2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de $40 \varnothing$ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique $h = 3.24$ m.

VI.1.3. Détermination des sollicitations

1- Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_d = 20 \text{ KN/m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $C=0$
- surcharge d'exploitation $q = 0$

2- Evaluation des charges

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$P_i = 20 \times 3.24 \times 0.333 = 21.6 \text{ KN/ml}$$

3- La charge pondérée

$$P_u = 1.35 (21.6) = 29.16 \text{ KN/ml}$$

VI.1.4. Ferrailage des voiles périphériques

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

On prend une bande de 1m de largeur suivant les deux sens (vertical x et horizontal y).

$$L_x = 3.24 - 0.2 = 3.04\text{m}$$

$$L_y = 4.75 - 0.4 = 4.35\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.04}{4.35} = 0.70 \geq 0.40 \quad \text{La dalle porte en deux sens}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \vartheta = 0$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0994 \times 29.16 \times 3.04 = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.250 \times 8.81 = 2.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 29.16 = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 2.20 = 1.65 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section simple armature}$$

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

$$\alpha = 0.018$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.179$$

$$A_{st} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Sens y :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.004 < \mu_R = 0.392 \quad \text{Section simple armature}$$

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

$$\alpha = 0.005$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.179$$

$$A_{st} = 0.26 \text{ cm}^2$$

1- Condition de non fragilité

D'après R.P.A.99 :

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = (0,1 \times 100 \times 18) / 100 = 1,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après B.A.E.L.91 :

$$A_{\min} = 8 e = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{x\text{choisi}} = \max (1.06, 1.8, 1.6) = 1.8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{x \text{ adp}} = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$

$$A_{y\text{choisi}} = \max (0.26, 1.8, 1.6) = 1.8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{y \text{ adp}} = 5T10 = 3,93\text{cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$

2- Vérifications a l'ELU

Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

On a :

$$V_{ux} = \frac{qu \times Lx}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 \times Ly^4}$$

$$V_{ux} = 35.79 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{qu \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{Lx^4 \times Ly^4}$$

$$V_{yx} = 12.22 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_{ux} = 1.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\tau_{uy} = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3- Vérifications a l'ELS :

$$M_x = 0.0994 \times 21.6 \times 3.04 = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.250 \times 6.53 = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 6.53 = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 8.81 = 1.22 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$\rho = 0.218 ; K = 43.82 ; \beta = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta .d.A}$$

$$\sigma_{st} = 75.70 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta}f_{t28}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{bc} = 1.73 \text{ MPa} < 14.17 \text{ MPa} = \overline{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Sens y :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$\rho = 0.218 ; K = 43.82 ; \beta = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta .d.A}$$

$$\sigma_{st} = 18.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta}f_{t28}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\sigma_{bc} = 0.43 \text{ MPa} < 14.17 \text{ MPa} = \overline{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VI.2. Etude du radier

VI.2.2. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2.2. Classifications des Fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

1- Fondations Superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

2. Fondations Profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes).
- fondations sur pieux (profondes).

3. Fondations Spéciales :

- fondation avec sous pression d'eau.
- fondation en terrain instable.
- fondation anti-vibratile.

VI.2.3. Choix de Type de Fondation

La surface des semelles donne par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \quad [8]$$

D'après les résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles isolées et les semelles filantes car l'entraxe entre deux semelles est inférieur à deux (02) fois la largeur de la semelle,

Il est donc recommandé d'opter un radier général.

VI.2.4. Pré dimensionnement du Radier

1- Epaisseur du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique : $h_r \geq L_{max} / 10$

Avec : L_{max} est la distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 4,75 \text{ m}$)

Donc : $h_r \geq 0,48 \text{ m}$

2- Condition de la longueur élastique :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} > 2 L_{max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.21 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$.

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen : ($K = 4000 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$) d'où ;

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$$h_r > 0,72 \text{ m}$$

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées si avant est : $h = 80 \text{ cm}$

$$0,30 h < b < 0,5h \text{ donc } 24 \text{ cm} < b < 40 \text{ cm}$$

Donc : on adopte largeur de nervure : $b = 30 \text{ cm}$

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S_{\min} \geq N_{\text{ser}} / \sigma_s$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

3- Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r/2, 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit : $D = 40 \text{ cm}$

VI.2.5. Dalle de radier :

1- Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \tau_{u \text{ adm}} = \min (2,5 ; 5) \text{ Mpa}$$

$$b = 100 \text{ cm (bande de 1 m)}$$

$$d = 0,9 h$$

2- Vérification du radier :

Vérification à l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W > \delta \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} : W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$$

δ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\delta = 1.5$

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure

Sr : Surface du radier

Vérification au non poinçonnement

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus Sollicité.

On doit vérifier :

$$N \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot H$$

Avec :

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

N : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$$\mu_x = 2 (L + b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$$

L ; b : Dimensions de voile

3- calcul de ferrailage :

a- Bloc A

Sollicitations de calcul : (Robot 2022)

(M<0 tend les fibres inferieurs)

M_{xx}

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-58.32	-42.29	-25.29	60.51	44.02	50.95

Tab. (VI-1). Sollicitations M_{xx} du radier – bloc A

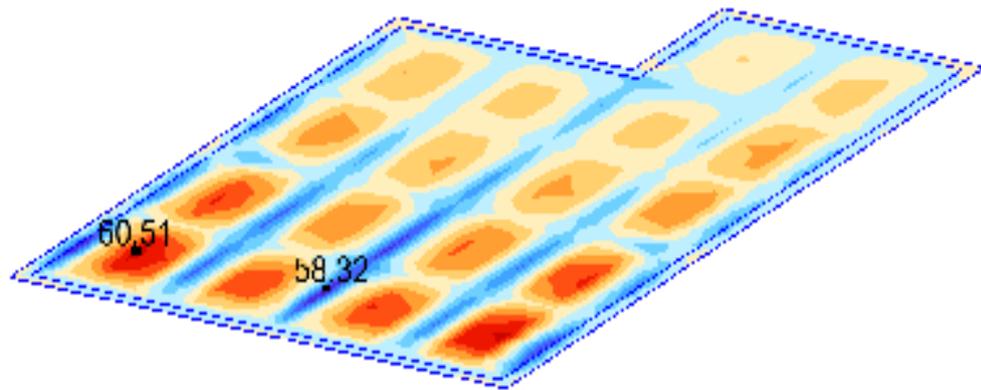
ELU

Fig. (VI-1). Sollicitations M_{xx} du radier à l'ELU– bloc A

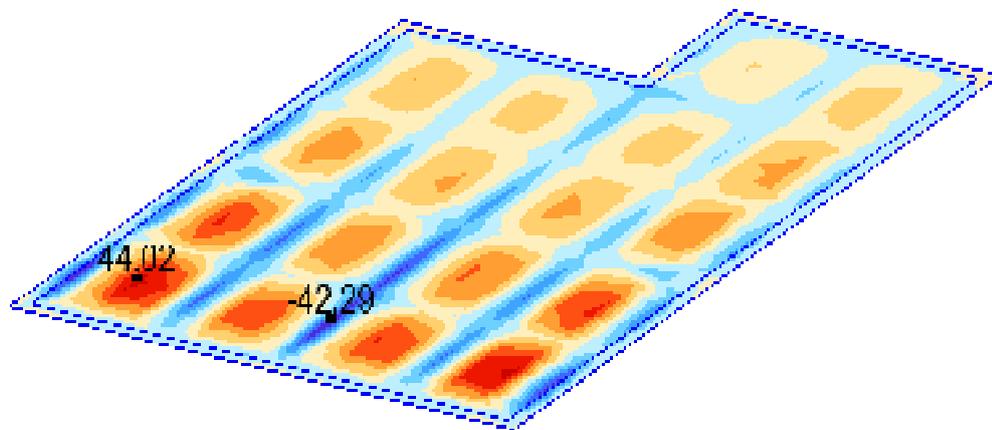
ELS

Fig. (VI-2). Sollicitations M_{xx} du radier à l'ELS– bloc A

ACC

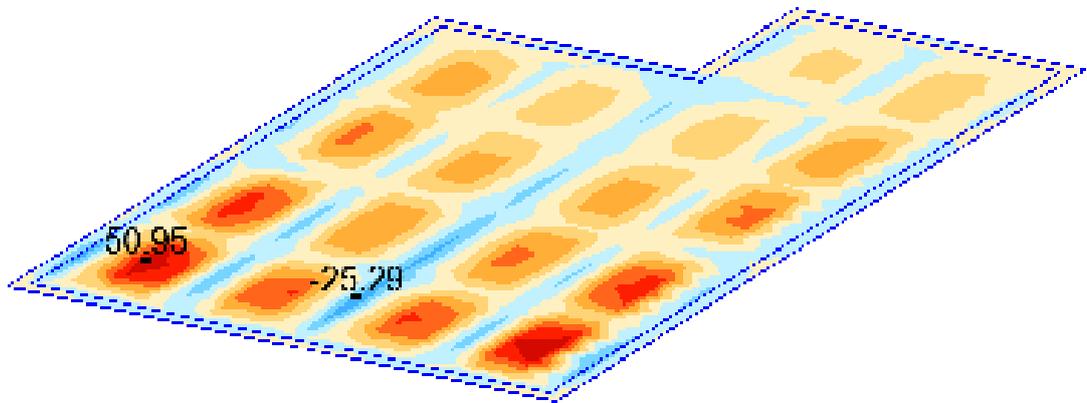


Fig. (VI-3). Sollicitations M_{xx} du radier à l'ELA- bloc A

Myy

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$
-66.44	-47.97	-28.37	63.37	46.05	51.41

Tab. (VI-2). Sollicitations M_{yy} du radier – bloc A

ELU

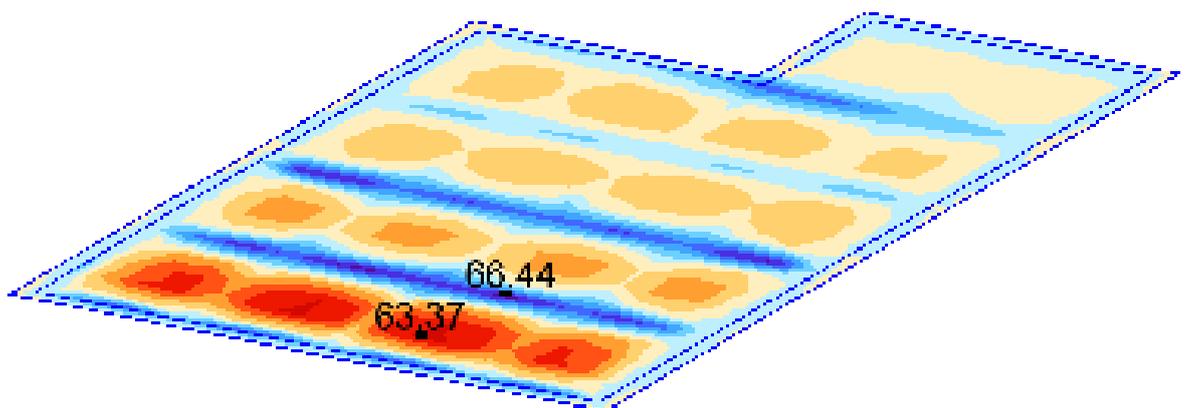


Fig. (VI-4). Sollicitations M_{yy} du radier à l'ELU- bloc A

ELS

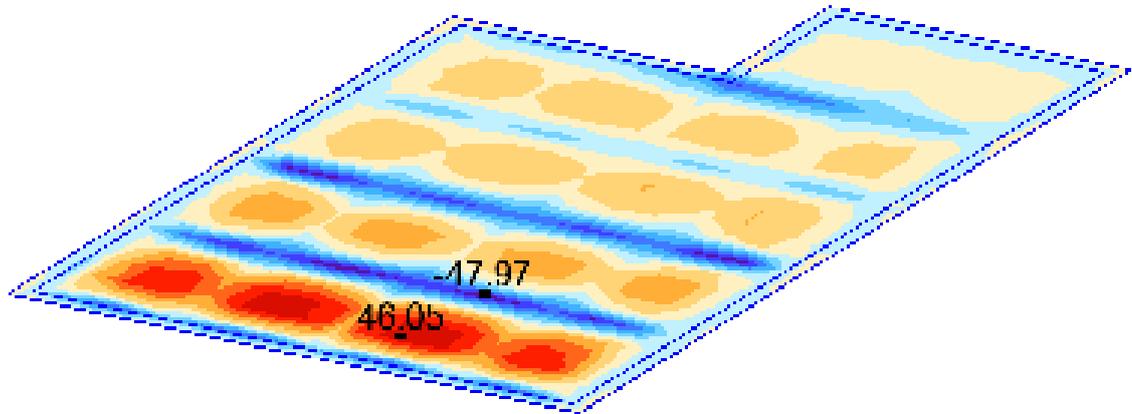


Fig. (VI-5). Sollicitations M_{yy} du radier à l'ELS– bloc A

ACC

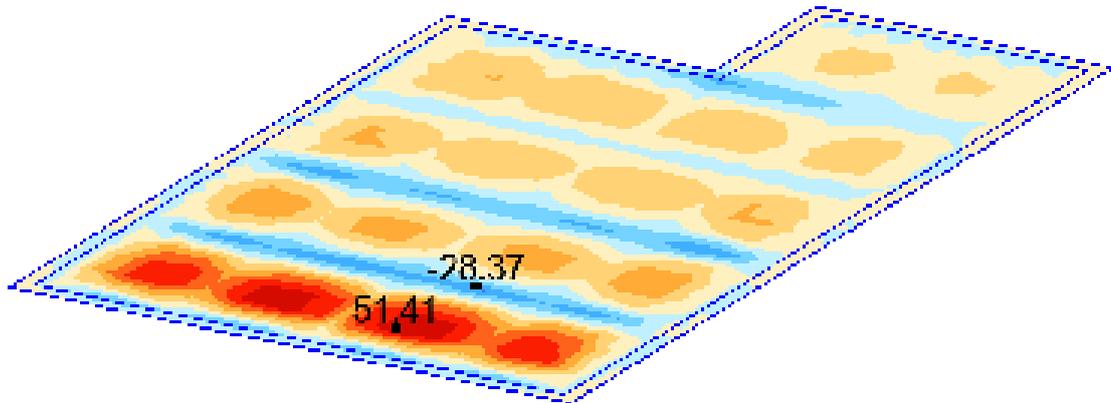


Fig. (VI-6). Sollicitations M_{yy} du radier à l'ELA– bloc A

Section (Robot expert BA 2010) :

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$d_1 = 3 \text{ cm}$

$d_2 = 3 \text{ cm}$

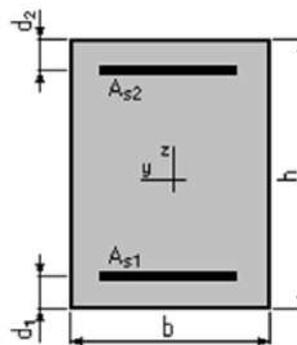


Fig. (VI-7). Section d'armatures du radier (Robot expert BA 2010) – bloc A

En travées

Moments appliqué (Robot expert BA 2010)

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	63.37	0.00
Etat Limite de Service	46.05	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	51.41	0.00

Section d'acier (Robot expert BA 2010)

Section théorique	$A_{s1} = 9.3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3.2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.34$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0.12$ (%)		

Ferrailage adopté

7 HA 14 /m

Vérification à ELS (Robot expert BA 2010)

Cas ELS	$M_{max} = 46.05$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.15	
Position de l'axe neutre:	$y = 7.9$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4.8$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 175.2$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim} = 201.6$ (MPa)	

En appuis

Moments appliqué (Robot expert BA 2010)

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-66.44	0.00
Etat Limite de Service	-47.97	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-28.37	0.00

Section d'acier (Robot expert BA 2010)

Section théorique	$A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 9.7 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.36 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$		

Ferraillage adopté

7 HA 14 /m

Vérification à ELS (Robot expert BA 2010)

Cas ELS	$M_{\text{max}} = -47.97 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1.11	
Position de l'axe neutre:	$y = 7.9 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 182.2 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6 \text{ (MPa)}$	

b- Bloc B

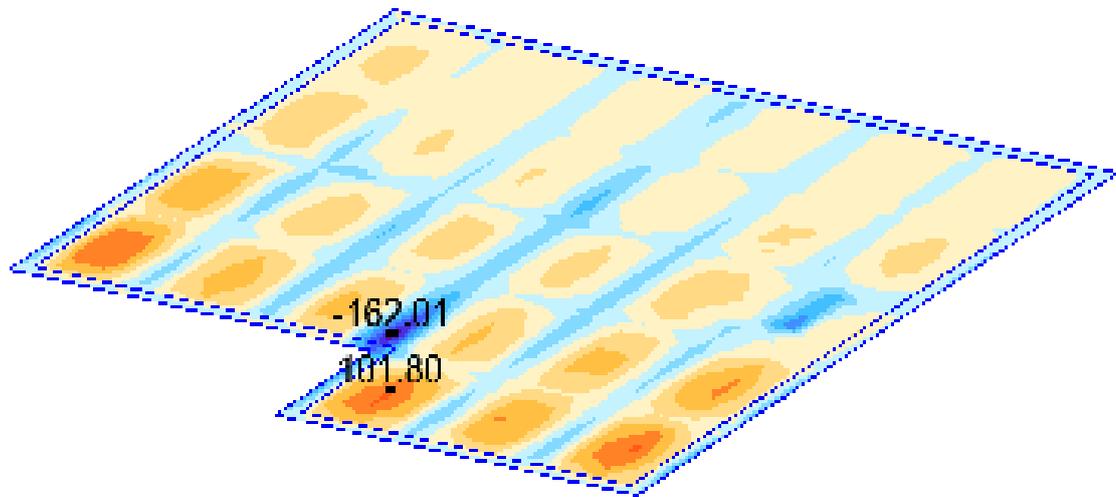
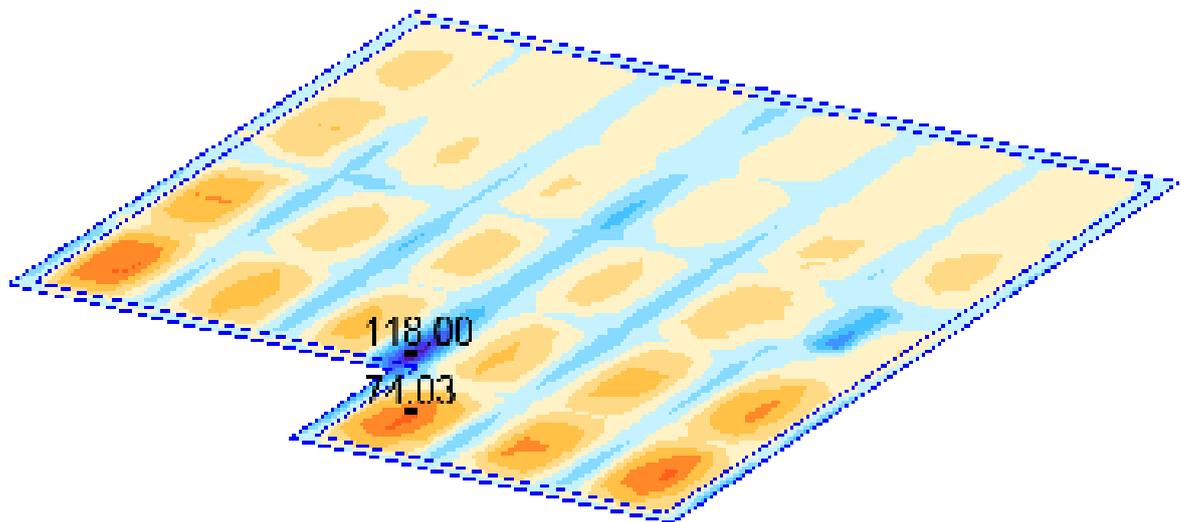
Sollicitations de calcul : (Robot 2022)

($M < 0$ tend les fibres inférieures)

M_{xx}

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU} \text{ (KN.m)}$	$M_{ELS} \text{ (KN.m)}$	$M_{ACC} \text{ (KN.m)}$	$M_{ELU} \text{ (KN.m)}$	$M_{ELS} \text{ (KN.m)}$	$M_{ACC} \text{ (KN.m)}$
-162.01	-118.00	-68.27	101.80	78.03	86.06

Tab. (VI-3). Sollicitations M_{xx} du radier – bloc B

ELUFig. (VI-8). Sollicitations M_{xx} du radier à l'ELU– bloc BELSFig. (VI-9). Sollicitations M_{xx} du radier à l'ELS– bloc B

ACC

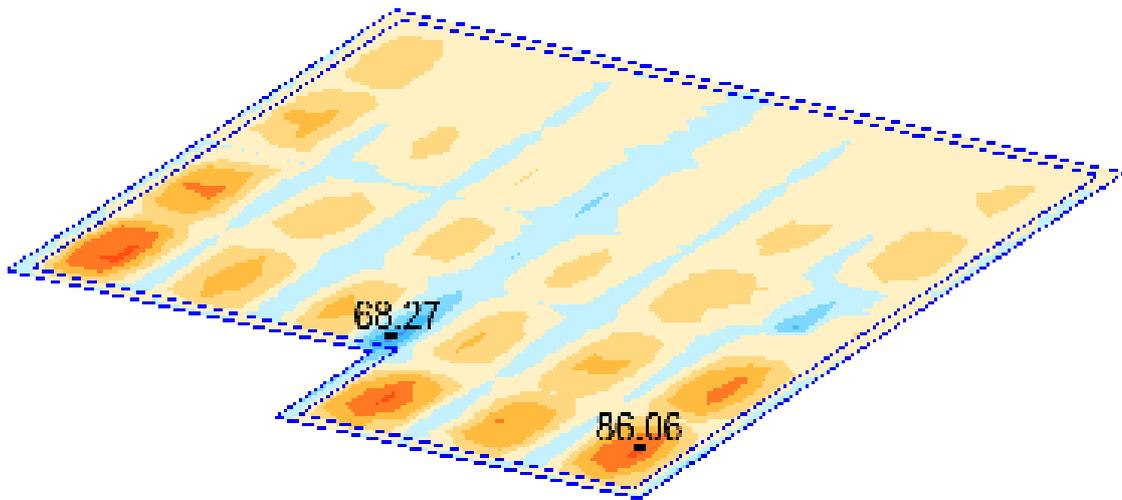
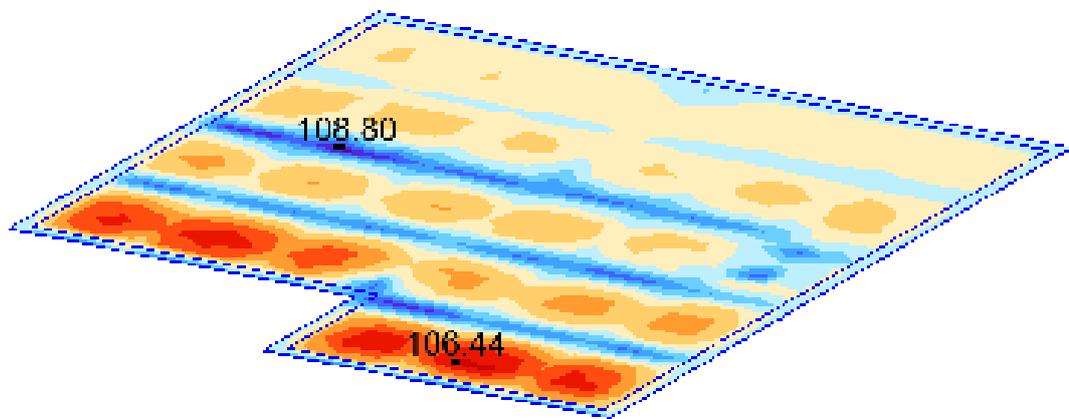
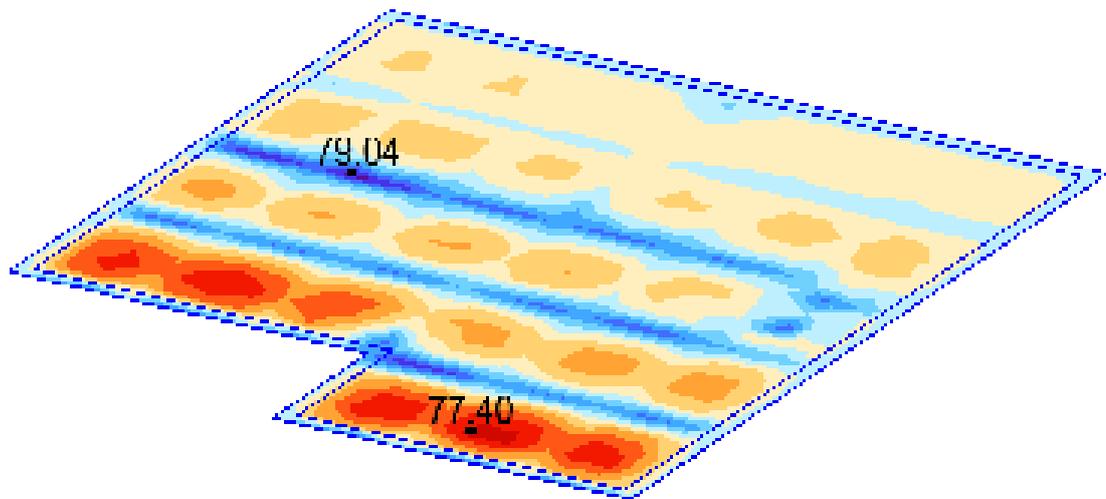


Fig. (VI-10). Sollicitations M_{xx} du radier à l'ELA– bloc B

M_{yy}

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$
-108.80	-79.04	-47.20	106.44	77.40	88.64

Tab. (VI-4). Sollicitations M_{yy} du radier – bloc B

ELUFig. (VI-11). Sollicitations M_{yy} du radier à l'ELU– bloc BELSFig. (VI-12). Sollicitations M_{yy} du radier à l'ELS– bloc

ACC

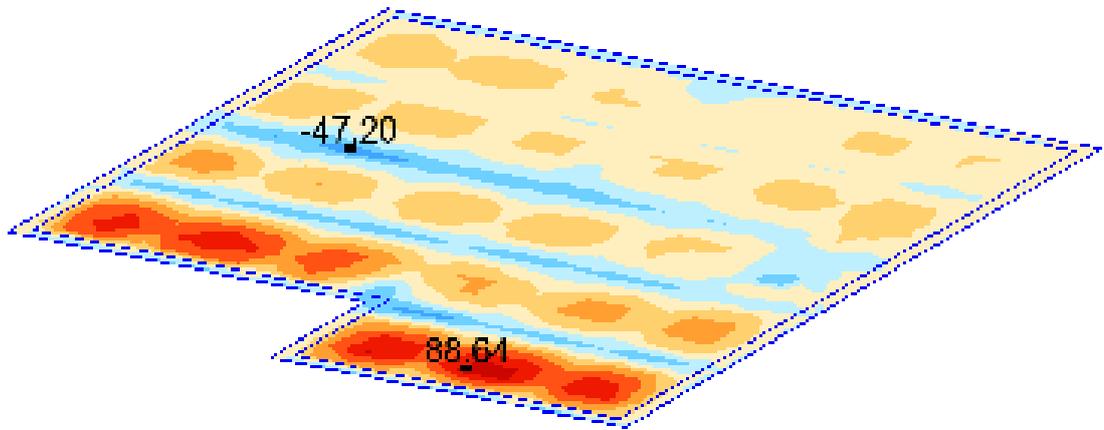


Fig. (VI-13). Sollicitations M_{yy} du radier à l'ELA– bloc B

Section (Robot expert BA 2010)

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$d_1 = 3 \text{ cm}$

$d_2 = 3 \text{ cm}$

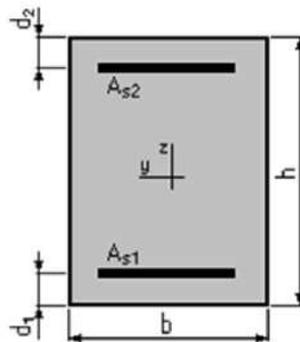


Fig. (VI-14). Section d'armatures du radier (Robot expert BA 2010) – bloc B

En travées

Moments appliqué (Robot expert BA 2010)

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	106.44	0.00
Etat Limite de Service	78.03	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	88.64	0.00

Section d'acier (Robot expert BA 2010)

Section théorique	$A_{s1} = 16.2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.60 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0.12 \text{ (\%)}$		

Ferraillage adopté

7 HA 14 filante+ 7HA12 renfort /m

Vérification à ELS (Robot expert BA 2010)

Cas ELS	$M_{\max} = 78.03$ (kN*m)	$M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.15	
Position de l'axe neutre:	$y = 9.8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6.7$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 176.0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6$ (MPa)	

En appuis

Moments appliqué (Robot expert BA 2010)

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-162.01	0.00
Etat Limite de Service	-118.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-68.27	0.00

Section d'acier

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 25.1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0.0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.93$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

Ferraillage adopté

7 HA 16 filante+ 7HA16 renfort /m

Vérification à ELS (Robot expert BA 2010)

Cas ELS	$M_{\max} = -118.00$ (kN*m)	$M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1.12	
Position de l'axe neutre:	$y = 11.5$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 8.9$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 180.8$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201.6$ (MPa)	

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur tels que : RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ; AutoCAD ...etc.

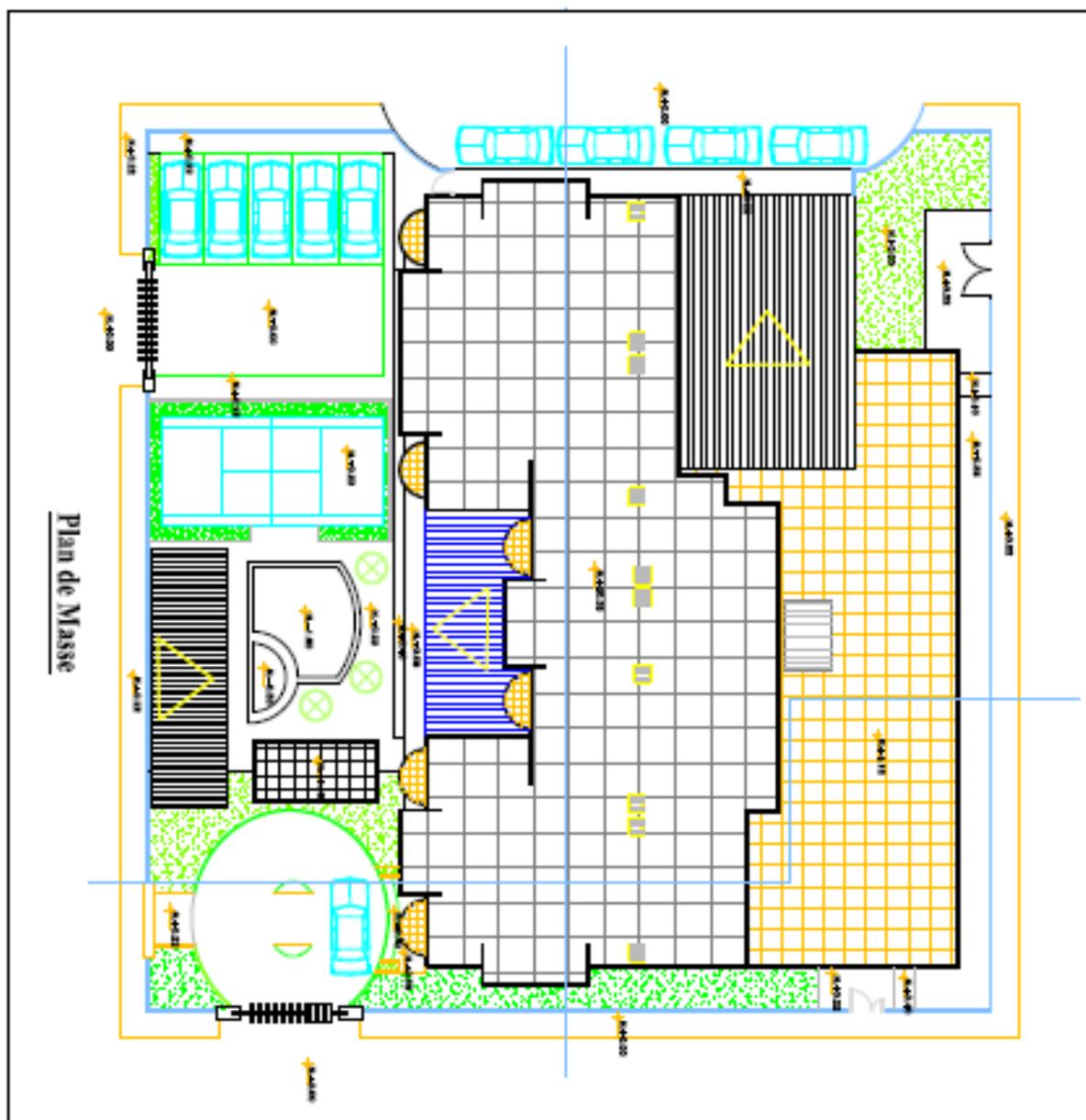
Les points importants tirés de cette étude sont :

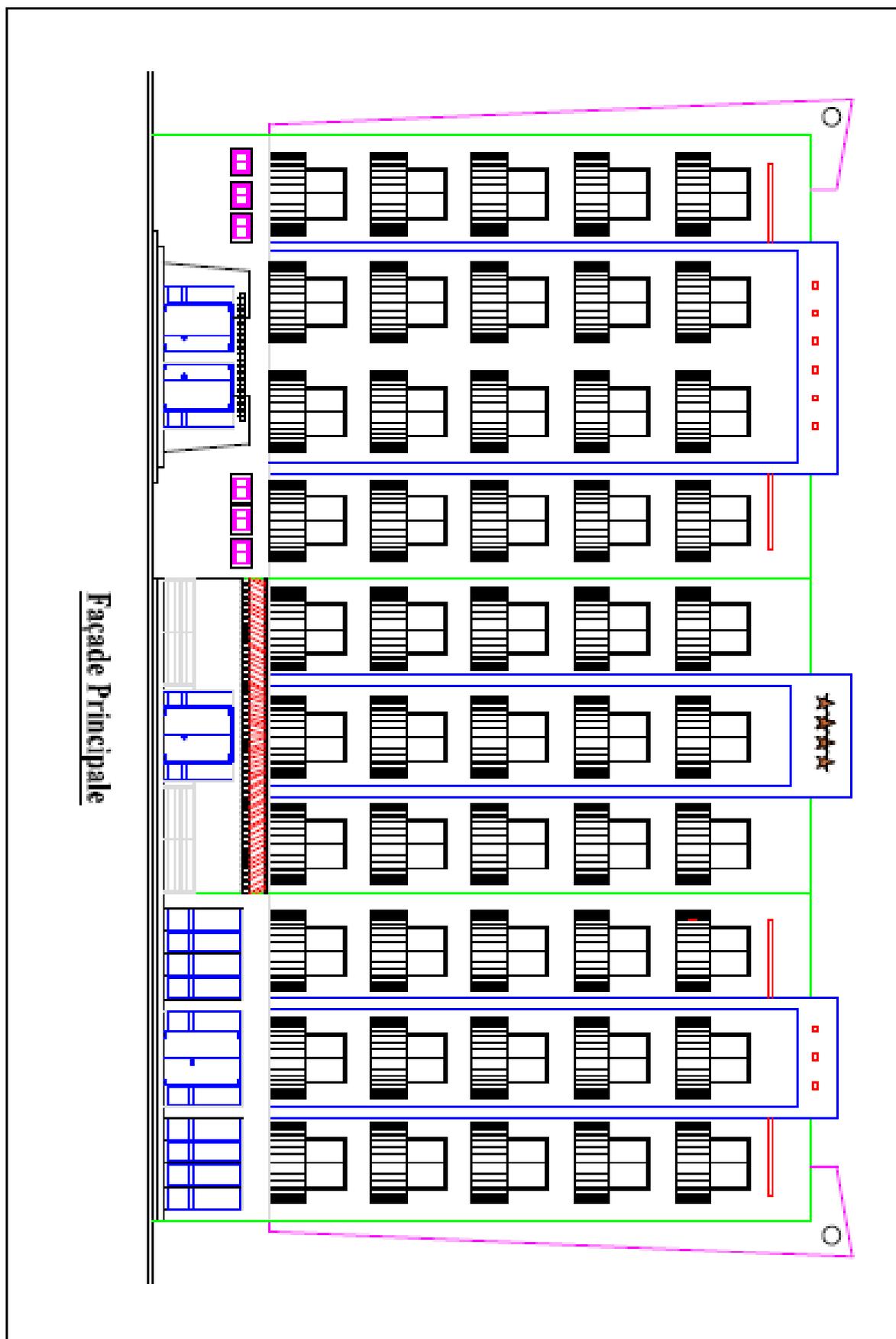
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 version 2003, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- le logiciel Robot 2022 a des avantages multiples comme : la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution, il définit la structure à analyser dans son ensemble avec l'interprétation graphique des résultats de l'analyse dynamique et statique avec ou sans spectre de réponse.
- Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle

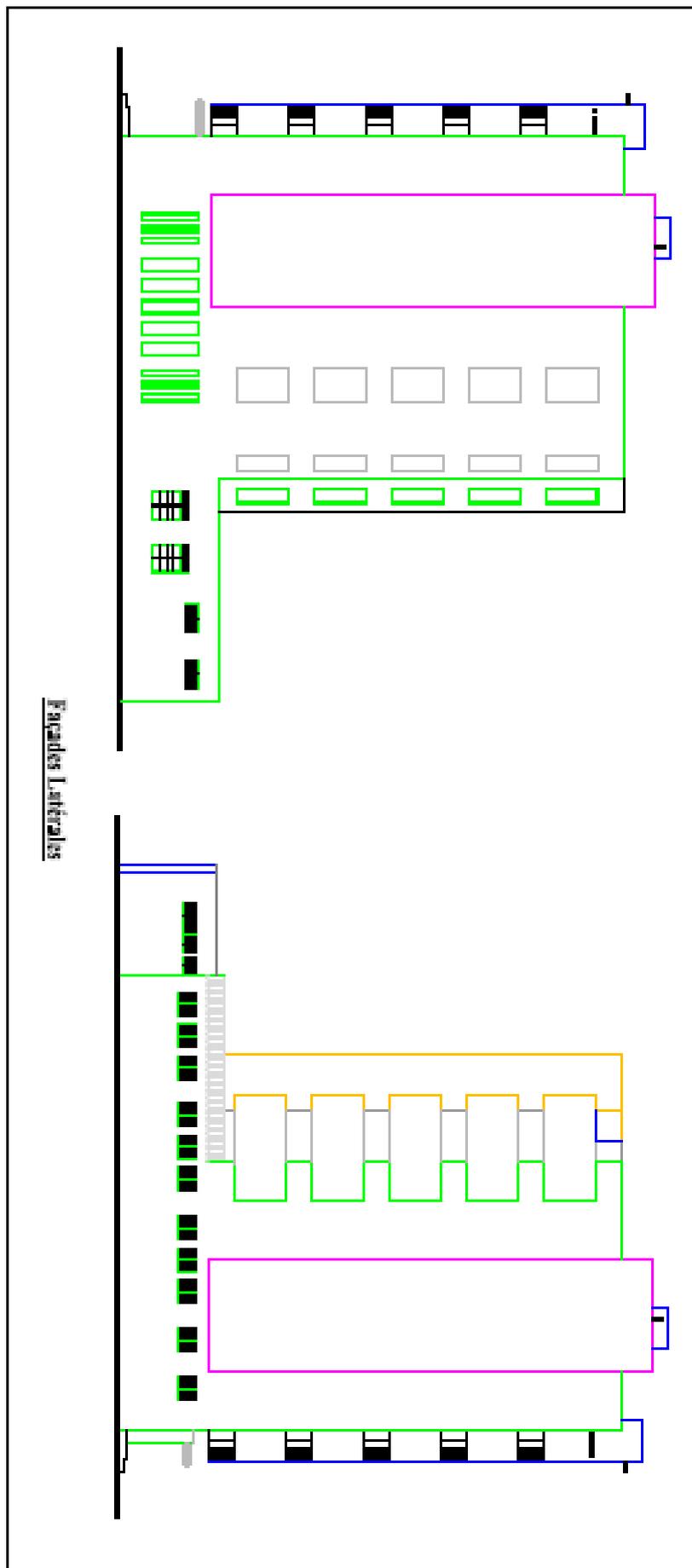
Références bibliographiques

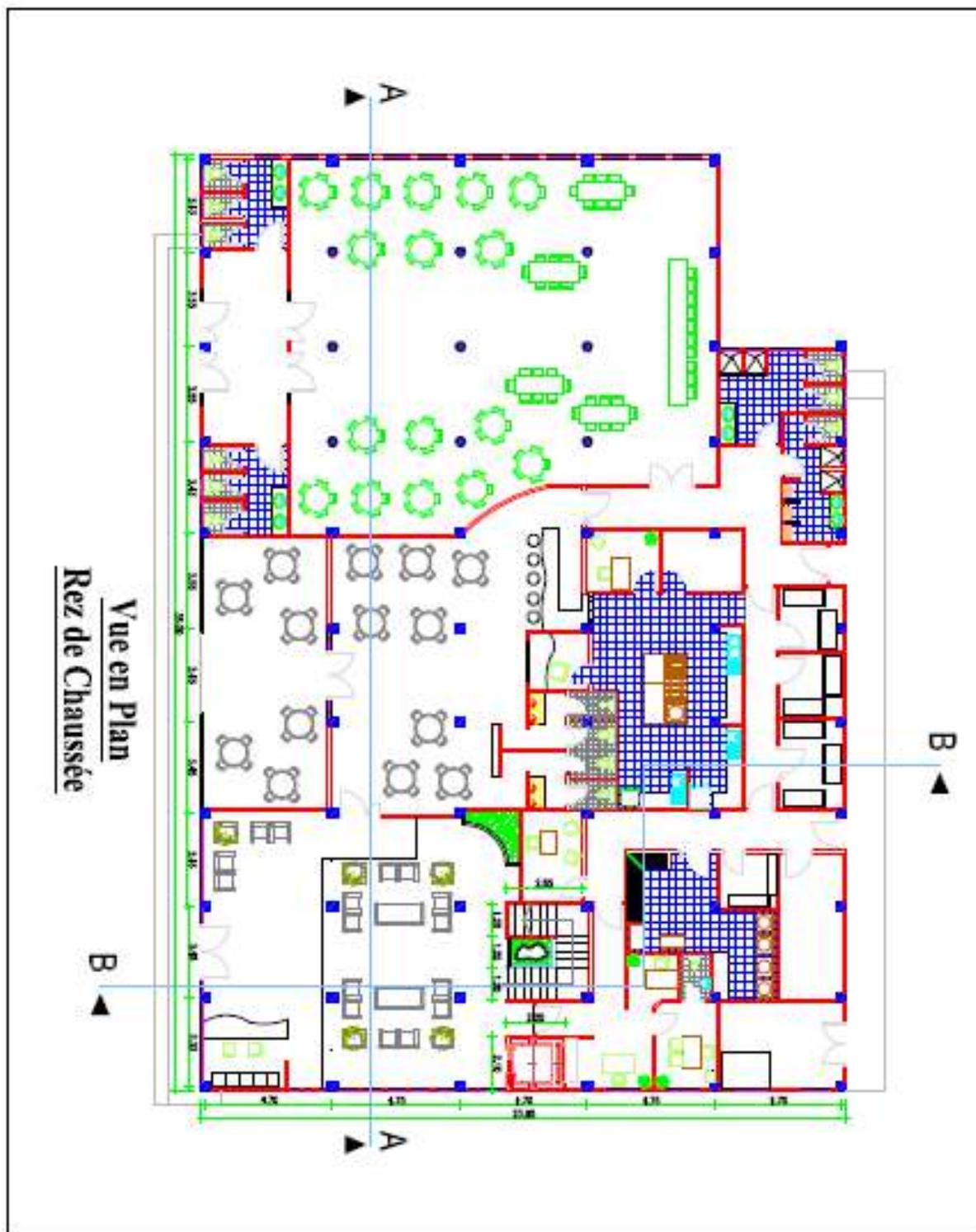
- [1] [BAEL.91]. Jean-Pierre Mougins, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] [DTR B.C 2.2]. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.
- [3] [RPA99 version 2003]. Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.
- [4] [CBA.93]. Calcul des ouvrages en béton armé.
- [5] [Pratique du B.A.E.L. 91]. Jean Perchat et Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, EYROLLES.
- [6] A. GUERRIN, R.C. LAUVAUR, Traité du béton armé, Edition Dunod.
- [7] Victor Davidovici, Formulaire du béton armé, Edition Le Moniteur.
- [8] [Mémoire de Master]. BENTORKI Othmane, Dimensionnement et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation (R+14) implanté à SKIKDA, Université Mohamed Khider – Biskra, Juillet 2019, Page 156.

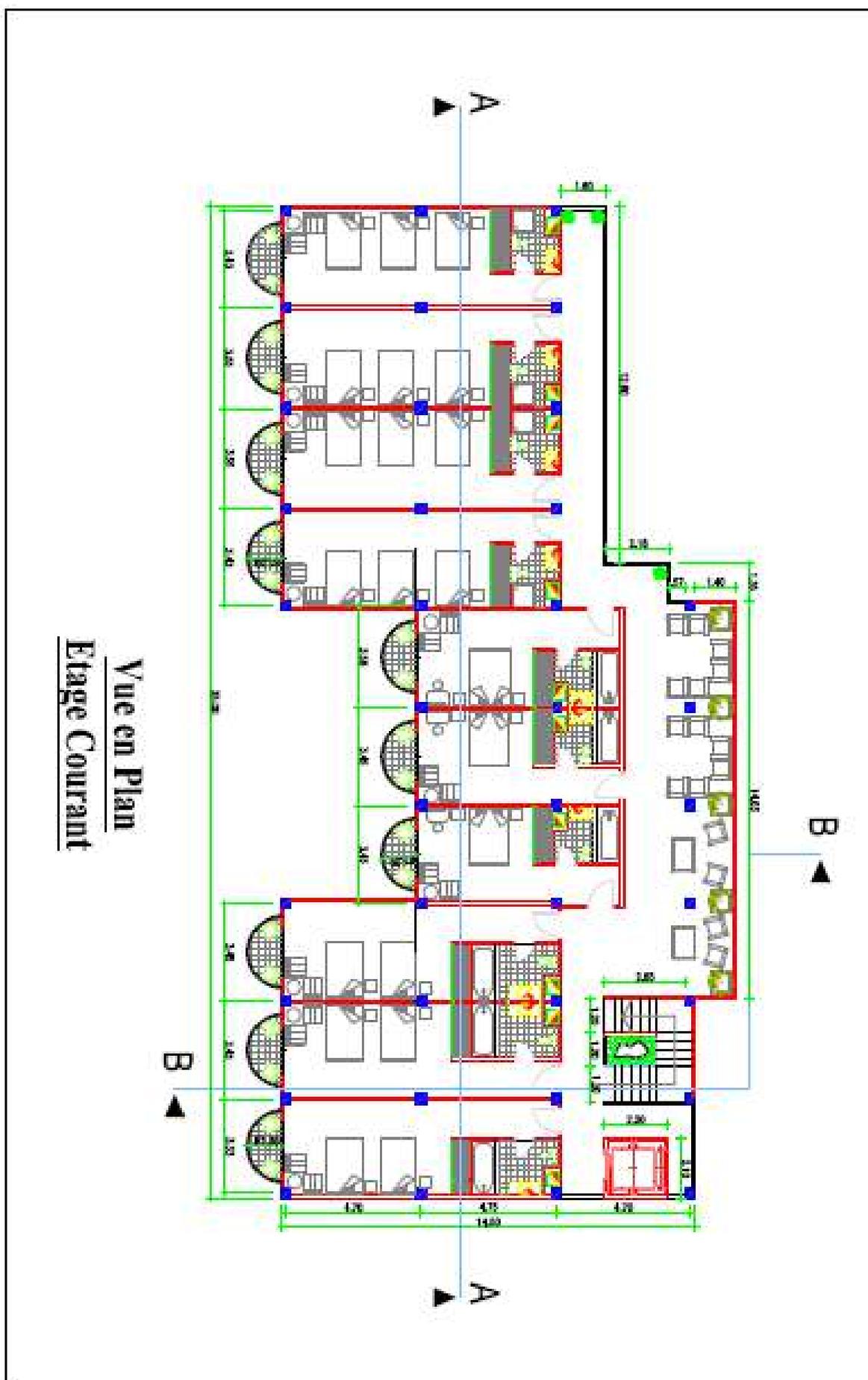
Annexes



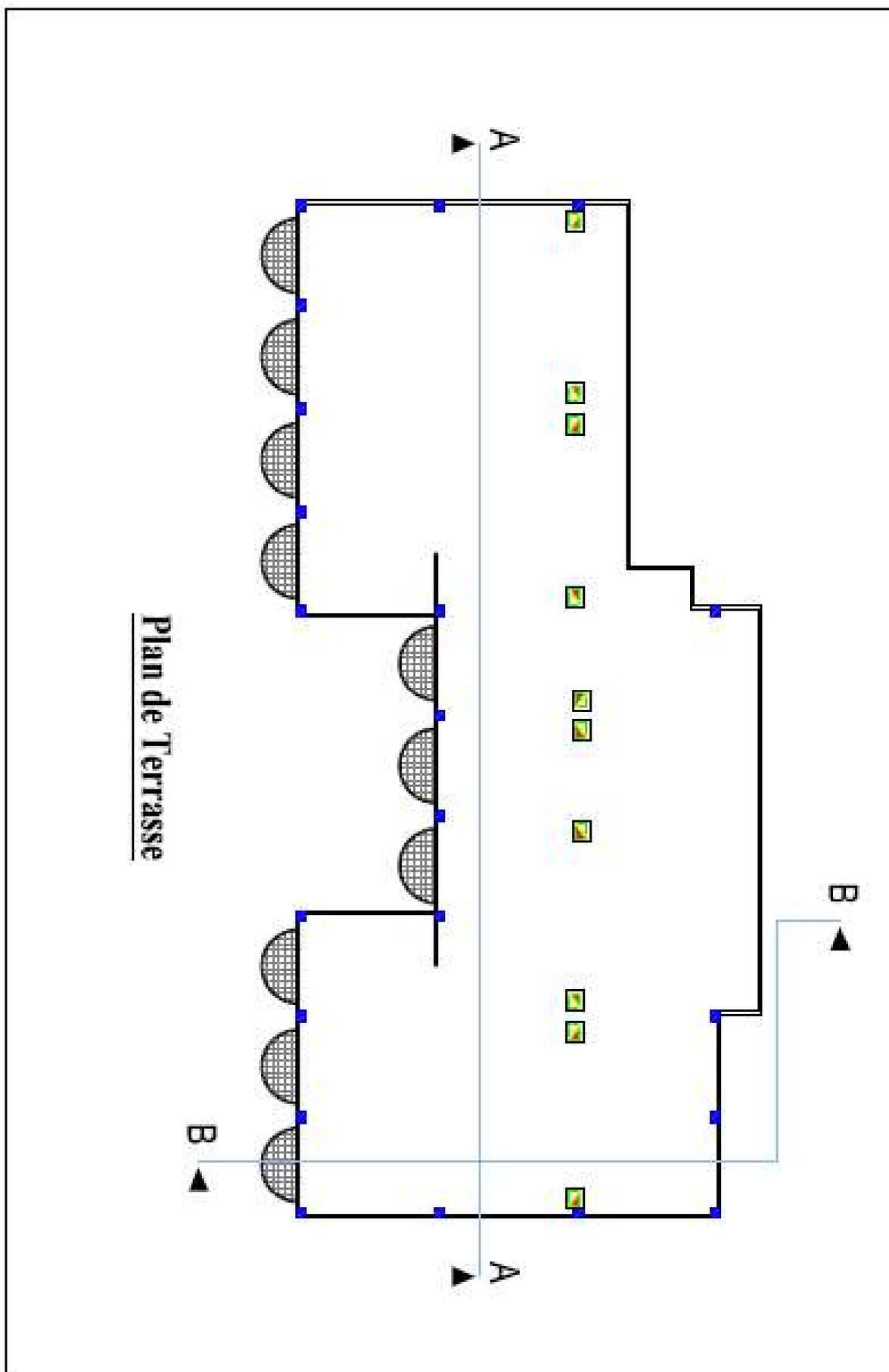




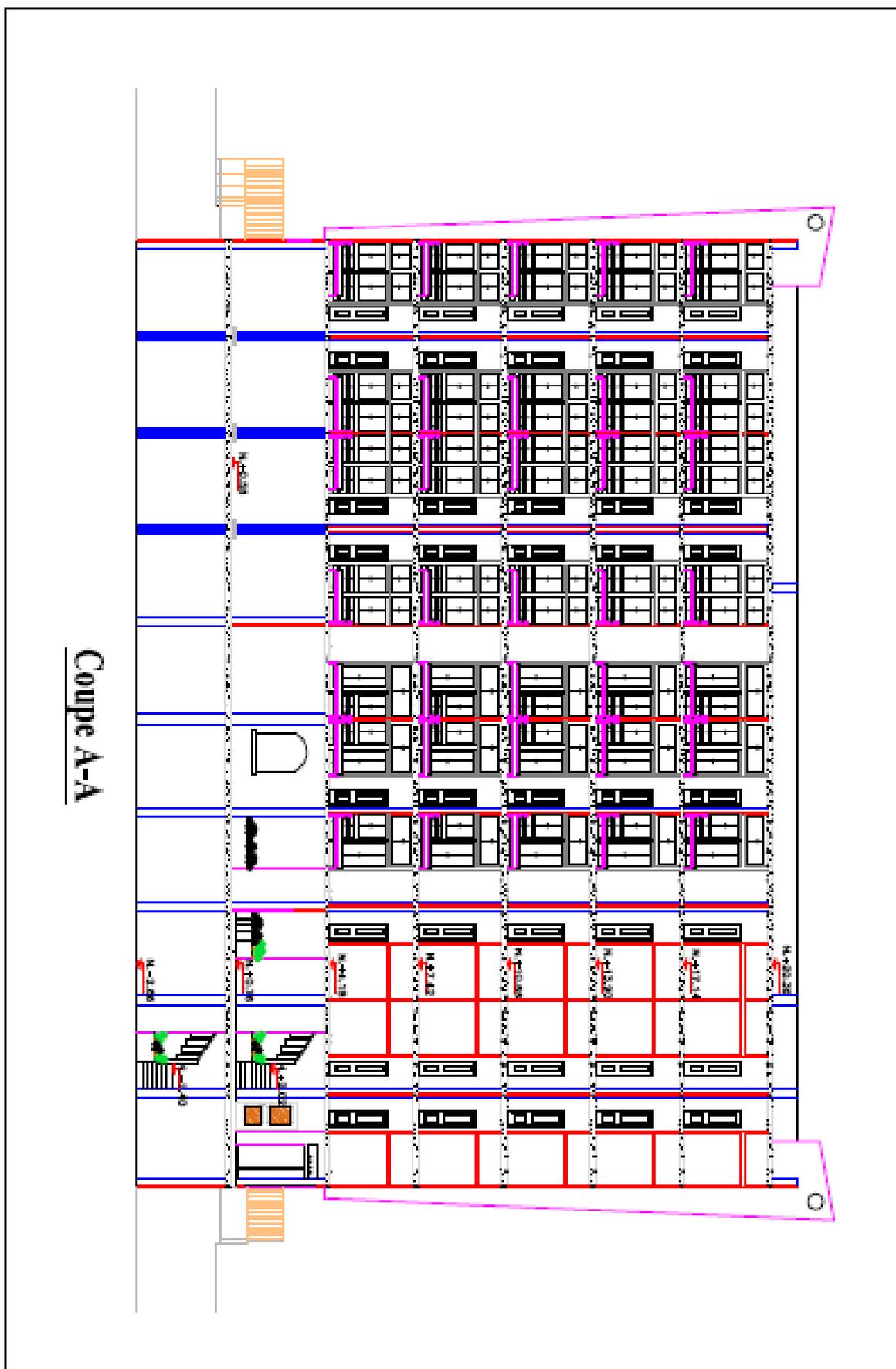


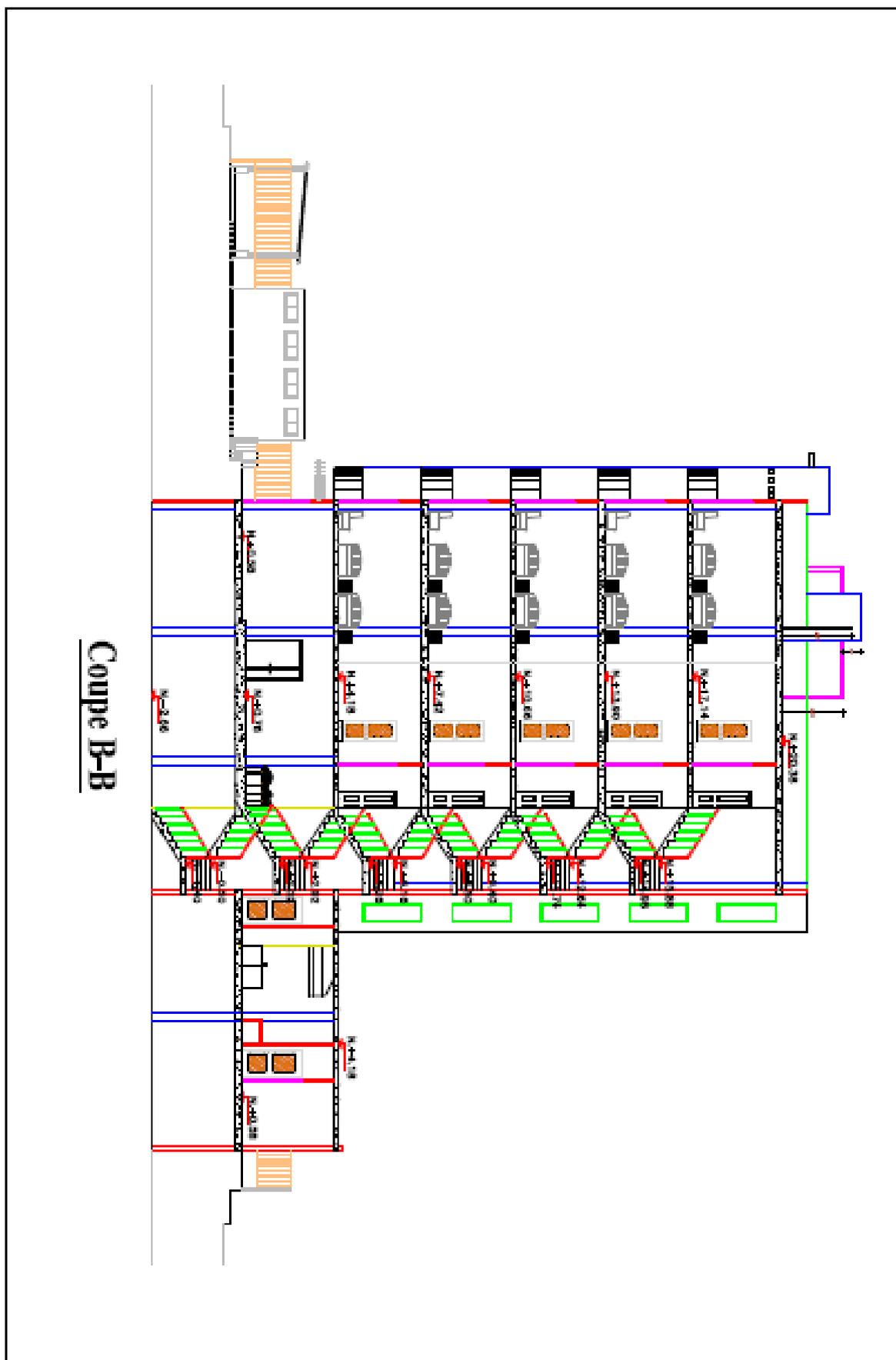


Vue en Plan
Etage Courant

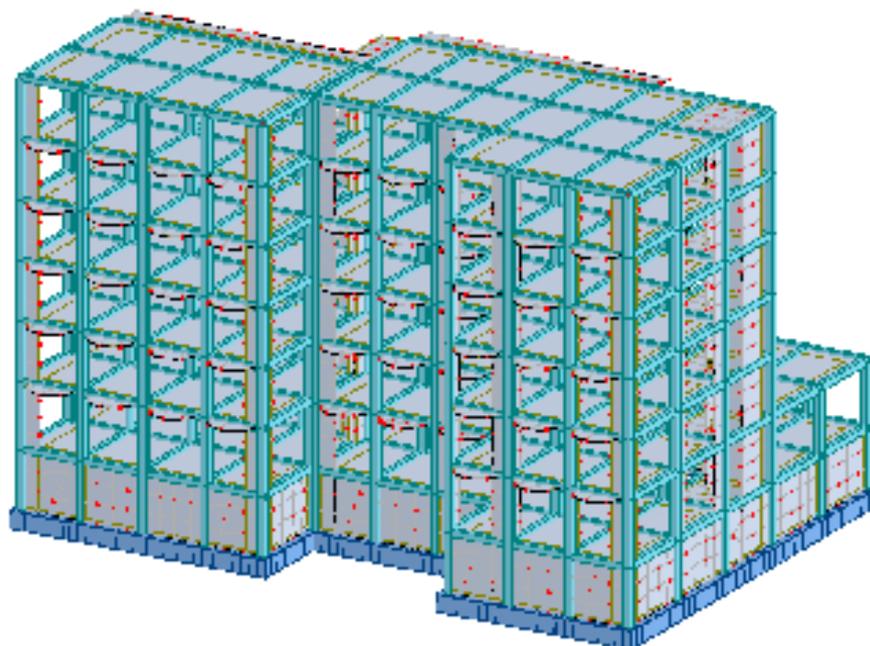


Plan de Terrasse

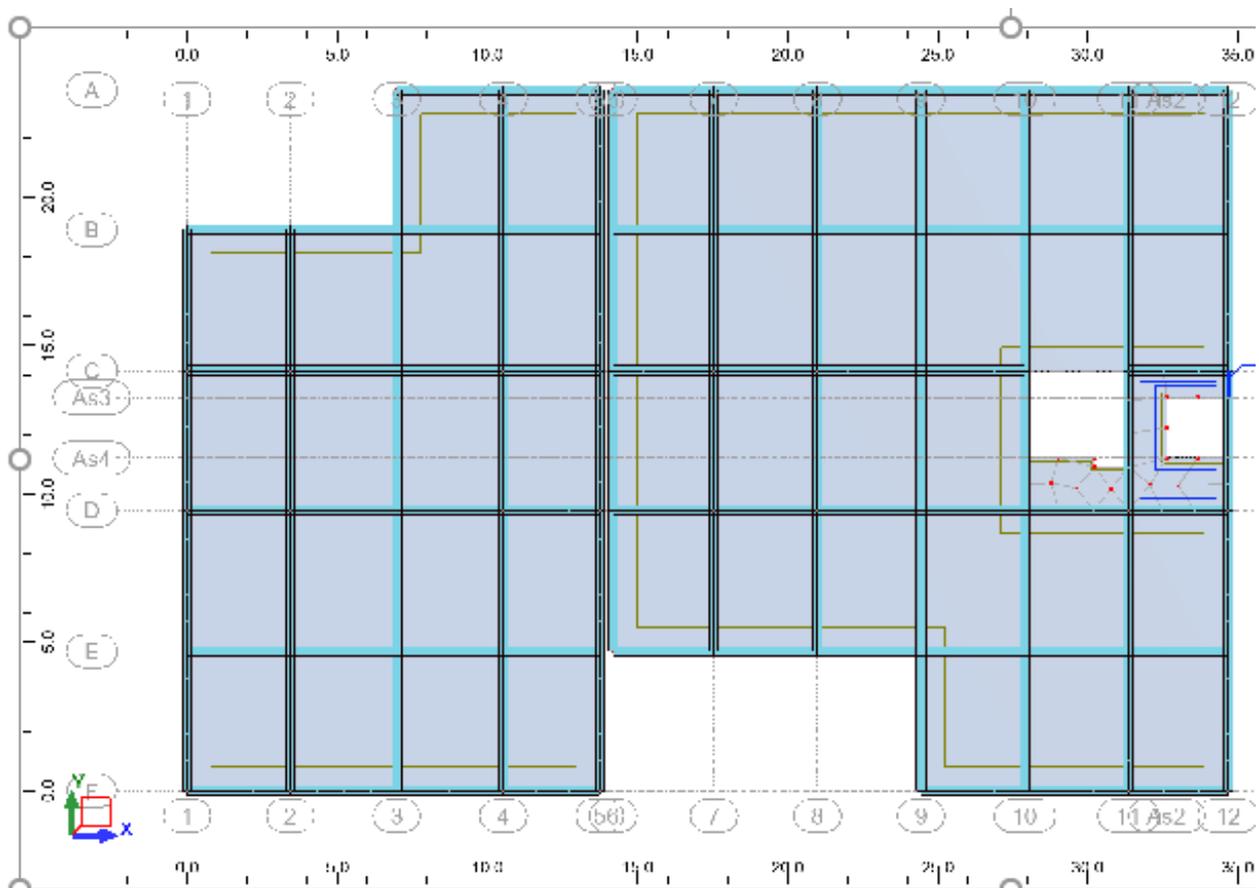




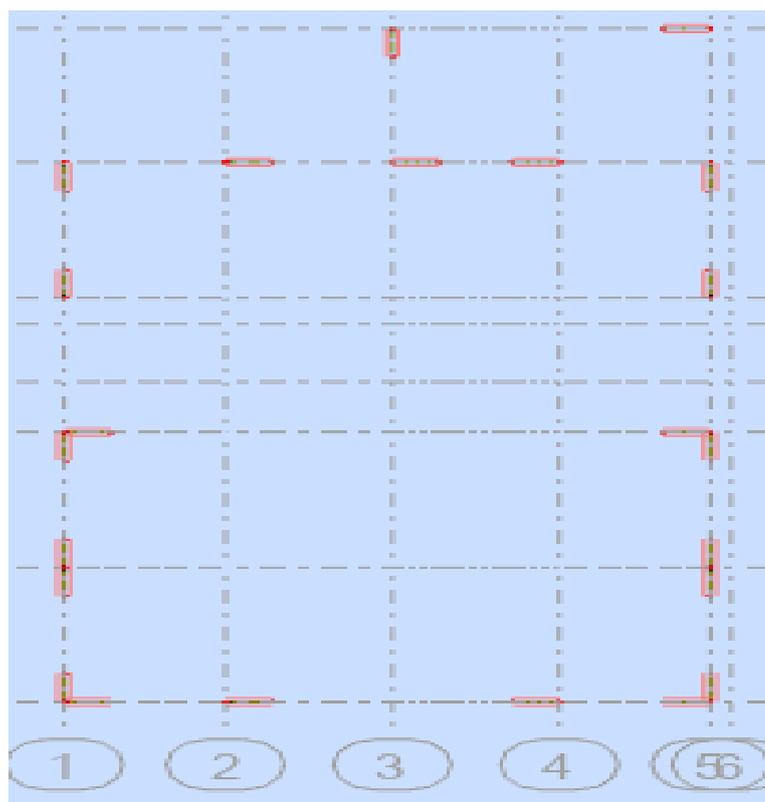
Modèle 3D (bloc A et B)



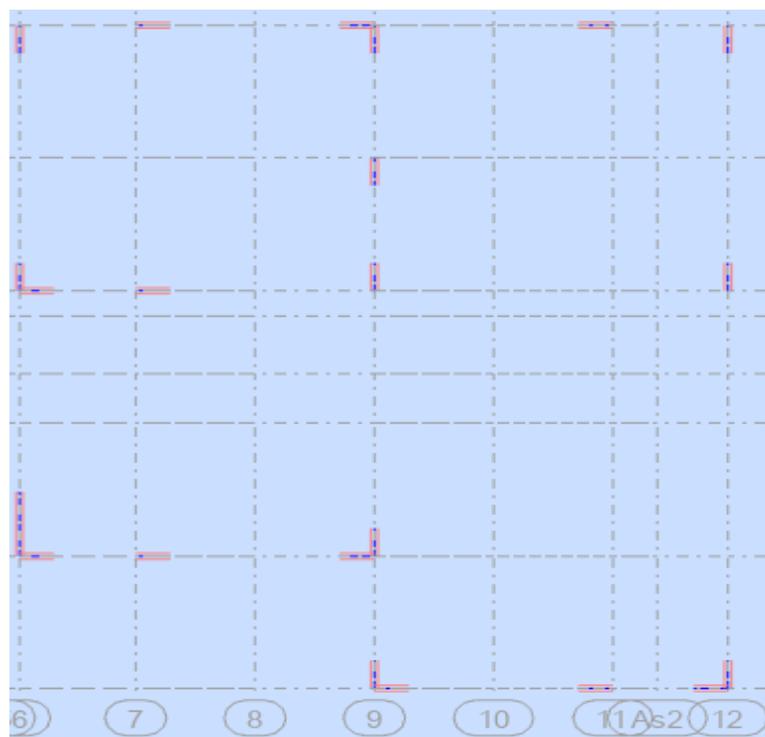
Modèle 2D (bloc A et B)

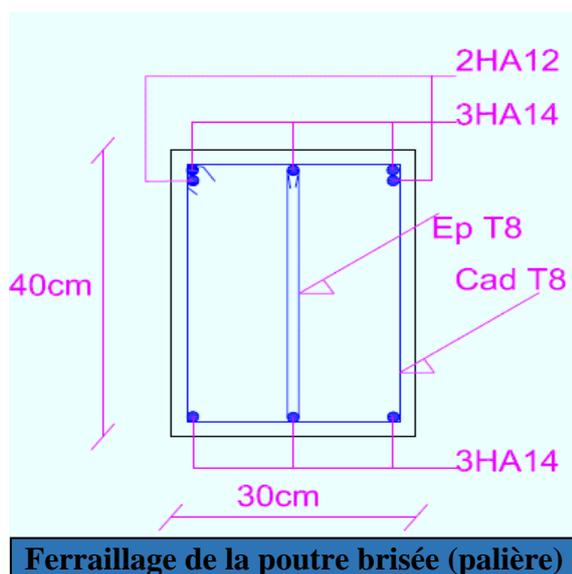
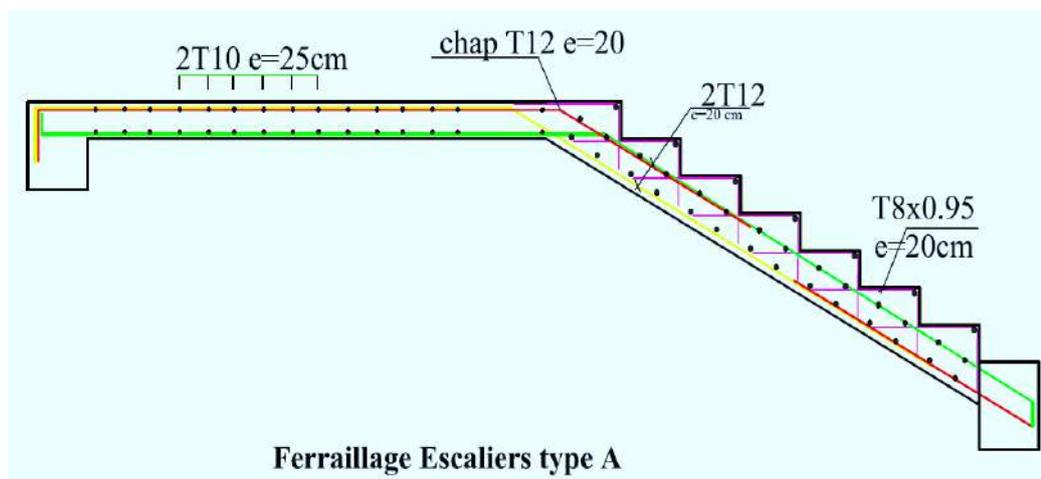


Position des voiles (bloc A)

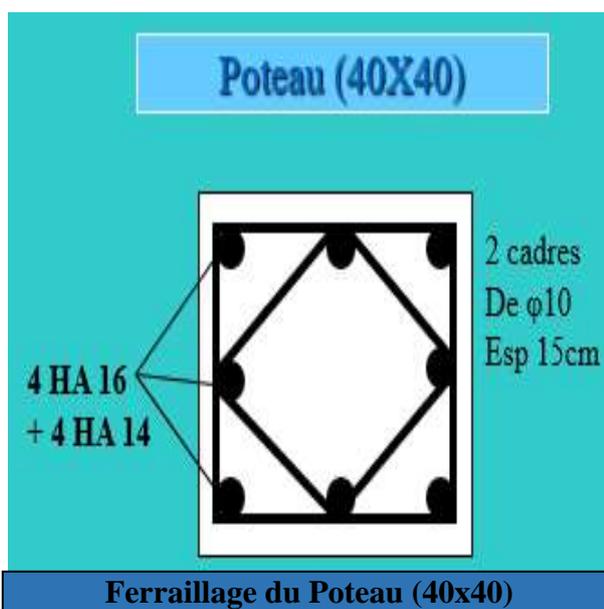


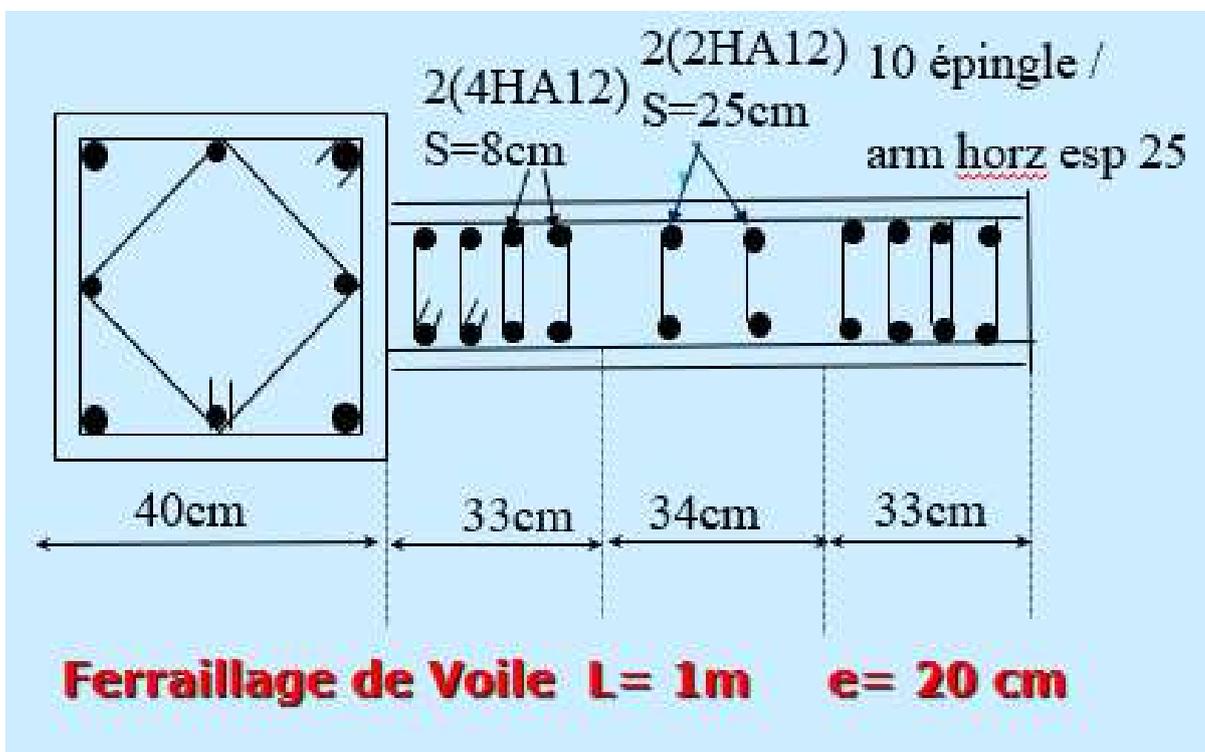
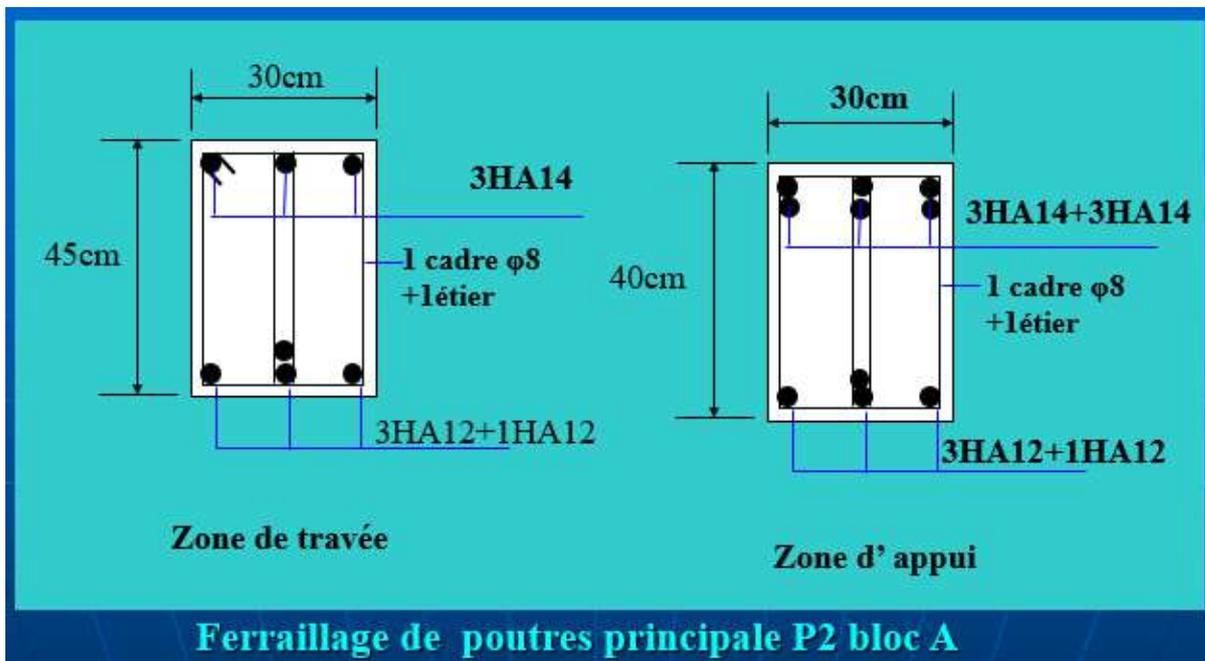
Position des voiles (bloc B)





Ferrailage de la poutre brisée (palière)





Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage hôtelier (R+5+sous-sol), contreventé par une structure mixte (voiles et portiques) et implanté à la wilaya de Skikda. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les règlements de calculs et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), Cette étude contient la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et le calcul des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher).

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel ROBOT2022, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

Mots clés : Bâtiment, béton armé, voiles, portiques, RPA99V2003, B.A.E.L91, ROBOT2022.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام الفندقي (طابق ارضي + 5 طوابق + طابق سفلي) مدعم بهيكل مختلط (جدران خرسانية واعمدة وروافد) ويقع في ولاية سكيكدة. تم تصنيف هذه المنطقة في منطقة متوسطة الزلازل (IIa) وفقاً لإصدار RPA99 2003 وباستخدام أنظمة الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة RPA99V2003 و B.A.E.L91 معدل 99، تحتوي هذه الدراسة على الوصف العام للمشروع مع عرض خصائص المواد، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل، ونزول الأحمال. وحساب العناصر الثانوية (جدار السطح والأرضية والسلالم والمصعد). في النهاية قمنا بدراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج ROBOT2022، من أجل تحديد التحريضات والاجهادات المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة، أحمال التشغيل والحمل الزلزالي)، وأنهينا العمل باستنتاج عام .

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، الجدران الخرسانية، الاعمدة والروافد، RPA99V2003، B.A.E.L91، ROBOT2022

Abstract

This project presents a detailed study of a building for hotel use (R+5+basement), braced by a mixed structure (sails and porticoes) and located in the wilaya of Skikda. This region is classified as a zone of medium seismicity (IIa) according to the RPA99 version 2003. Using the calculation and verification regulations for reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study contains the general description of the project with a presentation of the characteristic's materials, then the pre-dimensioning of the structure, the descent of the loads.

and the calculation of secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and floor).

In the end we will do a dynamic study of the structure with the ROBOT2022 software, in order to determine the different stresses due to the loads (permanent loads, operating loads and seismic load), and we finish the work with a general conclusion.

Keywords: Building, reinforced concrete, sails, gantries, RPA99V2003, B.A.E.L91, ROBOT2022.