



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre : M/GC/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment
Sous-Sol+ RDC + 8**

Présenté par :

- Krechiche Djihane Rabia
- Chambi Manel

Soutenu le ... / ... / 2022 devant le jury composé de :

Président : REZIGUA AHMED

Examineur : SADEK BAHAR

Encadrant : ZELMAT YASSINE

Année Universitaire : 2021 / 2022

Remercîments

Tout d'abord, nous aimerons remercier le bon Dieu pour la santé, la provision et le courage qu'il nous a donné tout au long de notre parcours universitaire.

*Nous adressons nos plus sincères remerciements à **Mr . zelmat yassine** notre encadreur pour sa direction, ses conseils et sa disponibilité pour l'élaboration de ce projet.*

*Nous sommes très reconnaissants à nos professeurs spécialement **Mr.Sadek Bahar** qui ont contribué à notre formation les et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce travail soit achevé.*

Nous remercions également tous les membres du jury que nous ont fait l'honneur d'examiner et d'apporter leur jugement critique sur notre travail afin d'alourdir nous compétences.

Nous sommes profondément reconnaissants.

Krechiche djihane & chambi manel

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont toujours soutenu durant tout mon parcours, à qui j'exprime mon profond amour et ma sincère gratitude. Longue vie et que dieu vous protège.

- ❖ À mes frères, à qui je souhaite beaucoup de bonheur.*
- ❖ À toute ma grande famille.*
- ❖ À ma défunte mère Mme*
- ❖ À vous mes chers amis avec qui j'ai passé d'agréables moments, Et à tous mes collègues*

Résumé

Ce projet présente une étude technique détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation, commercial, bureau et parking) constitué d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée plus 8 étages, implanté à la wilaya d'Oran. Cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA version 2003.

Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres :

- ✓ *L'introduction et la description de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux ;*
- ✓ *Descente des charges et pré dimensionnement des éléments structuraux ;*
- ✓ *L'étude des éléments secondaires ;*
- ✓ *L'étude dynamique de la structure réalisée à l'aide du logiciel ETAPS ;*
- ✓ *L'étude des éléments structuraux ;*
- ✓ *La dernière partie comprend l'étude des éléments résistants de l'infrastructure.*

Pour finir, on traduit les résultats conceptives de toute la structure sur des plan d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD version 2020.

Cette étude à été mené en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et les règles parasismiques algériens RPA99/V2003.

Abstract

This project presents a detailed technical study of reinforced concrete building for multiple use (residential, commercial, office and parking) including basement and a ground floor plus 8 floors, located in the wilaya of Oran, this region is classified of medium seismicity (zone IIa) according to the RPA version 2003.

The work is based on a comprehensive study of the design and layout of the structure, which is divided in several chapters:

- ✓ The introduction and description of the structure as well as the materials characteristics;*
- ✓ Lowering of loads and pre-sizing of structural elements;*
- ✓ The study of secondary elements;*
- ✓ The dynamique study of the structure carried out using the software ETAPS;*
- ✓ The study of structural elements;*
- ✓ The last chapter includes the study of the resilient elements of the infrastructure.*

Finally, the designed results of the entire structure are translated into execution plans using AUTOCAD version 2020 software.

This study was carried out considering the recommendations of the modified BAEL99 and the Algerian seismic rules RPA99 version 2003.

LISTE DES NOTATIONS

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

f_{jt} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δk : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : poids volumique.

μ : moment réduit.

τ : contrainte tangentielle.

ELU :état limite ultime.

ELS : état limite service.

A_s : aire d'une section d'acier.

A_t : section d'armatures transversales.

A_r : armatures de rive.

A_{min} : armatures minimales.

A_v : armatures verticales.

A_h : armatures horizontales.

\emptyset : diamètre.

T_u : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

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

e : enrobage.

h_d : épaisseur des dalles.

e_p : épaisseur.

L : longueur.

M_t : moment en travée.

M_o : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.

M_a :moment en appuis.

M_1 : coefficient par rapport aux armatures tendus : coefficient de PIGEAUD.

M_2 : coefficient de PIGEAUD.

M^u : moment à l'état limite ultime ;

M^{ser} : moment à l'état limite service.

S_t : espacement.

M_x^u, M_y^u : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

M_x^{ser}, M_y^{ser} : moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

M_{adx}^u, M_{ady}^u : moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

$M_{adx}^{ser}, M_{ady}^{ser}$: moment en appuis droite à l'état limite service dans les direction X et Y.

M_{agx}^u, M_{agy}^u : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

$M_{agx}^{ser}, M_{agy}^{ser}$: : moment en appuis gauche à l'état limite service dans les direction X et Y.

M_r : moment de renversement.

M_s : moment stabilisant.

M_f : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

h_e : hauteur libre d'étage.

V_u : effort tranchant.

W_p : poids propre de l'acrotère.

C_p : facteur de force horizontale.

F_p : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

N_{ser} : effort normal pondéré l'état limite service.

N_u : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

L_v : longueur de la volée.

f : flèche.

\bar{f} : flèche admissible.

Q_u : charge calculée à l'état limite ultime.

Q_{ser} : charge calculée à l'état limite service.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesure à sa base.

p_q : pénalité.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

V : effort sismique

Fi : force concentrée au sommet de la structure.

R_x, R_y : coordonnées du centre de masse selon X et Y;

G_x, G_y : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

I_{x_i}, I_{y_i} : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

ex_0, ey_0 : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

ex_1, ey_1 : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r :longueur de recouvrement

Sommaire

Remerciement.....	39
dédicace.....	Erreur ! Signet non défini.
Résumé.....	3
abstract.....	4
LISTE DES NOTATIONS	5
CHAPITRE 1 :	18
Présentation de l’ouvrage et hypothèses de	19
Calcul	19
INTRODUCTION	20
1 Présentation de l’ouvrage.....	20
1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	20
FIGURE 1.1.5 VUE EN PLAN NIVEAUX ETAGE COURANT DE LA STRUCTURE	24
1.2 Données sismique de la structure.....	25
2 Définition des éléments de la structure.....	25
2.1 L’ossature :	25
2.2 Planchers :	25
Fonction de résistance mécanique.....	25
Fonction d’isolation	25
2.3 Les poutres.....	26
2.4 Les poteaux :	26
2.5 Les voiles :	26
2.6 Les escaliers :	26
2.7 La terrasse :	26
2.8 L’acrotère :	26
2.9 Maçonnerie :	27
2.10 Le revêtement :	27
2.11 Les fondations :	27
2.12 Système de coffrage :	27
2.13 Locale d’ascenseur :	27
3 Hypothèses de calcul :	28
3.1 Etats limites ultimes (ELU) :	28
3.1.1 Hypothèses.....	28
3.2 Etats limites de service (ELS) :	28

3.2.1	Hypothèses :	28
4	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	28
4.1	Le béton :	28
4.2	Résistance caractéristique du béton à la compression :	29
4.3	Résistance caractéristique du béton à la traction.....	29
4.3.1	Module de déformation longitudinale.....	29
4.3.2	Module de déformation instantanée :	29
4.3.3	Module de déformation différée :	29
4.3.4	Module de déformation transversale :	30
5	Modèles de calcul	30
5.1	A l'ELU :	30
5.2	A l'ELS :	31
5.3	Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :	31
5.3.1	Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :	31
5.3.2	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	31
6	Acier :	32
	Généralités :	32
6.1	Module d'élasticité longitudinale de l'acier :	32
6.1.1	. Coefficient de poisson des aciers :	32
6.1.2	Contraintes limites	32
7	Protection des armatures (BAEL 91, art A.7.2) :	33
7.1	La réglementation utilisée.....	34
7.2	Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	34
7.2.1	Etat limite ultime :	34
7.2.2	1.9.2Etat limite de service :	34
8	Hypothèses de calcul.....	34
8.1	Béton :	34
8.2	Acier :	34
	Conclusion	35
	CHAPITRE 2.....	36
	Pré dimensionnement des éléments structuraux	36
	Introduction.....	36
1	Plancher (dalle pleine)	37
2	LES VOILES :	38
3	Poutres	38
3.1	Conditions imposées par le R.P.A 99 versions 2003	39

3.2	Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003	39
4	LA BANDE NOYEE (Poutre noyée)	39
5	DESCENT DES CHARGES	40
	INTRODUCTION	40
5.1	PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	40
5.1.1	Charges permanentes	40
5.1.2	Surcharges d'exploitation	41
5.2	PLANCHER ETAGE COURANT :	41
5.2.1	Charges permanentes	41
5.2.2	Surcharge d'exploitation.....	41
5.3	PLANCHER RDC :	42
5.3.1	Charges permanentes	42
5.3.2	Surcharge d'exploitation.....	42
5.4	PLANCHER SOUS-SOL	42
5.4.1	. Charges permanentes :	42
5.4.2	Surcharge d'exploitation.....	43
5.5	PLANCHER BALCON	43
5.5.1	Charges permanentes	43
5.5.2	Surcharge d'exploitation.....	44
5.6	MUR EXTERIEUR :	44
5.6.1	Charges permanentes	44
5.7	MURE INTERIEUR.....	44
5.8	Escalier :	45
5.8.1	Volée (la paillasse) :	45
5.9	Palier :	45
	Conclusion	45
	Chapitre 03 :	46
	Etude des éléments non structuraux.....	46
	Introduction.....	47
1	Etude d'acrotère.....	47
1.1	Définition :	47
1.2	L'acrotère de type 1 :	47
1.3	Calcul des sollicitations :	47
1.3.1	Charge permanente :	47
1.3.2	Charge d'exploitation :	48
1.3.3	calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	48

1.3.3.1ELU :	48
1.3.3.2ELS :	48
1.4 Calcul de ferrailage :	49
1.4.1 ELU : Détermination de l'excentricité : e u :	49
1.4.2Calcul en flexion simple :	49
1.4.2.1 Moment fictif :	49
1.4.2.2Moment réduit :	49
1.4.2.3Armatures fictives :	49
1.4.3Condition de non fragilité :	50
1.4.4Les armatures des répartitions :	50
1.5 Vérifications à l'ELU :	50
1.5.1Condition de non fragilité :	50
1.5.2Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	50
1.5.3Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :	51
1.5.4Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)	51
1.6Vérification à l'ELS :	51
1.6.1Moment d'inertie :	52
1.6.2Position de l'axe neutre :	52
1.7 Vérification des contraintes dans les aciers :	52
1.8 Vérification des contraintes dans le béton :	53
1.9 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	53
2 ETUDE des balcons :	54
2.1. Détermination des charges :	54
2.1.1Charge permanente :	54
2.1.2Charges d'exploitations :	54
3 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	54
3.1Combinaison de charge :	54
3.1.1.Pour l'état limite ultime	54
3.1.2Calcul des efforts internes :	55
3.2 Calcul à l'ELU :	56
3.2.1Calcul du ferrailage :	56
3.3Vérifications à l'ELU :	56
3.3.1Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).....	56
3.3.2Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	57
3.3.3Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3).....	57
3.3.4 Espacement des barres :	58

3.3.5. Calcul à l'ELS :	58
4Etude escalier :	61
Introduction :	61
4.1Définition des éléments d'un escalier	61
4.2. Dimensionnement :	62
4.3. Détermination des charges et surcharges :	63
4.3.1.Charges permanentes :	63
4.4Calcul de la salle machine :	79
Introduction :	79
4.5 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :	79
4.6Calcul des moments M_x et M_y du système du levage	80
4.7Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)	80
4.8Les moments agissants sur la dalle :	81
4.9Ferrailage de la dalle :	81
4.10 Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	85
4.10.1 État limite d'ouvertures des fissures	86
4.10.2Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	86
CHAPITRE 4 : étude sismique	89
1 ETUDE DYNAMIQUE	Erreur ! Signet non défini.
Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
1.1 Méthodes de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
1.2Méthode statique équivalente :	Erreur ! Signet non défini.
1.3Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	Erreur ! Signet non défini.
1.3 Les méthodes dynamiques	Erreur ! Signet non défini.
1.4Classification de l'ouvrage selon les rpa99 /v2003 :	Erreur ! Signet non défini.
1.5Choix de la méthode :	Erreur ! Signet non défini.
1.6Calcul de la force sismique $S_{statique}$:	Erreur ! Signet non défini.
1.7Classification du site :	Erreur ! Signet non défini.
1.8Coefficient d'accélération de zone (A) :	Erreur ! Signet non défini.
1.9Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	Erreur ! Signet non défini.
1.10Facteur de correction d'amortissement (η) :	Erreur ! Signet non défini.
1.11Périodes caractéristiques (T1, T2) :	Erreur ! Signet non défini.
1.12Estimation de la période fondamentale (T) :	Erreur ! Signet non défini.
1.13Coefficient de comportement global de la structure (R) :	Erreur ! Signet non défini.
1.14 Facteur de qualité (Q) :	Erreur ! Signet non défini.
2 Le poids de la structure :	Erreur ! Signet non défini.

2 Étapes à suivre pour la modélisation de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
3 Caractéristiques géométriques des voiles :	Erreur ! Signet non défini.
Remarque	Erreur ! Signet non défini.
La période propre numérique (analytique) : $T_{(analytique)} = s$	Erreur ! Signet non défini.
<i>Méthode d'analyse modale spectrale</i> :	Erreur ! Signet non défini.
Principe :	Erreur ! Signet non défini.
Force sismique par la méthode modale spectrale :	Erreur ! Signet non défini.
Calcul de la force sismique selon la hauteur :	Erreur ! Signet non défini.
Evaluation des excentricités :	Erreur ! Signet non défini.
Centre de masse :	Erreur ! Signet non défini.
Centre de rigidité :	Erreur ! Signet non défini.
L'excentricité théorique :	Erreur ! Signet non défini.
L'excentricité accidentelle :	Erreur ! Signet non défini.
Vérification des déplacements inter étage :	Erreur ! Signet non défini.
Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ :	Erreur ! Signet non défini.
<i>Vérification vis-à-vis au renversement</i> :	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE 5	105
Étude des éléments structuraux	105
5 ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	106
Introduction :	106
5.1 Étude des poutres :	106
5.2 Poutre	106
Introduction :	106
5.2.1 Les moments fléchissant des poutres :	106
Combinaisons d'actions :	107
Poutres principales :	107
<i>Poutres noyées secondaires (Chainages)</i> :	109
Résumé des calculs des ferrillages des poutres :	112
Calcul des armatures transversales :	113
Vérification de l'effort tranchant :	113
Schémas de ferrillage des poutres noyées principales (60 x 30) cm ²	114
étude des voiles :	116
Introduction :	116
Les avantages remarquables des voiles de contreventement	116
Ferrillage des voiles :	117

Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :	117
Sollicitations sur les voiles :	118
Les voiles V1 (L=1.5m):	119
Ferrailage verticale	119
Ferrailage horizontale :	121
Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V1 :	122
Les voiles V2 (L=2.5m)	122
Ferrailage verticale :	122
Ferrailage horizontale :	123
Les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (V3)	125
voiles V3x (L=3.10m):	125
Ferrailage verticale V3x (L=2.55m):	125
Ferrailage horizontale :	126
Les voiles V3y (L=3.10m):	127
Ferrailage horizontale :	129
Schéma Ferrailage de voiles	129
Étude du mur voile périphérique :	132
Calcul de la poussée des terres :	132
Calcul des sollicitations	133
Calcul des moments :	133
Calcul du ferrailage :	134
Obs	134
ÉTUDE DES FONDATIONS	134
Introduction	134
Choix du type de fondation	134
Étude du radier	135
Prédimensionnement du radier :	135
Dimensionnement des poutres	138
Poutre principale	138
Poutre secondaire (les poutres supportent la charge triangulaire)	138
Détermination des sollicitations	139
Calcul du poids propre du radier	139
Les différentes sollicitations sur le radier	139
Combinaison d'action	139
Vérification des contraintes sous radier	140
Vérification de l'effet de sous pression	140

Ferraillage du radier.....	141
Détermination des sollicitations.....	141
Calcul des moments.....	142
Calcul du ferraillage.....	142
Étude du débord de radier.....	142
Représentation schématique :.....	142
Vérification au cisaillement :.....	143
Condition de non fragilité :.....	143
Schéma de ferraillage du radier :.....	143
Conclusion.....	144
CONCLUSION GENERALE.....	145
Bibliographie.....	145

Liste des figure

FIGURE1.1 : VUE SUR LA SITUATION DU SITE ETUDIE.....	20
FIGURE 1.2 COUPE A-A.....	22
FIGURE1.3 FAÇADE PRINCIPALE.....	23
FIGURE 1.5 PLAN RDC COMMERCIAL.....	24
FIGURE 1.4 VUE EN PLAN NIVEAUX ETAGE COURANT DE LA STRUCTURE.....	24
FIGURE 1.6 PLAN DE TERRASSE.....	25
FIGURE 1.7 PLANCHER DALLE PLEINE.....	26
FIGURE 1.8 DIMENSION DE L'ACROTERE TYPE 1.....	27
FIGURE1.9: SCHEMA D'UN ASCENSEUR MECANIQUE.....	28
FIGURE 1.10 DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELU.....	31
FIGURE 1.11 DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELS.....	31
FIGURE 1.12 DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION.....	33
FIGURE2.1 : PLANCHER DALLE PLEINE.....	37
FIGURE2.2: COUPE DE VOILE EN ELEVATION.....	38
FIGURE2.3 : DIMENSIONS DE POUTRES.....	39
FIGURE 2.4: POUTRE NOYEE.....	39
FIGURE 2.5PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.....	40
FIGURE 2.7:SECTION TRANSVERSALE D'UN PLANCHER.....	41
FIGURE 2.8SECTION TRANSVERSALE D'UN PLANCHER.....	42
FIGURE 2.9: PLANCHER BALCON.....	43
FIGURE 2.10 : COUPE VERTICAL DE MUR EXTERIEUR.....	44
Figure 3.1: coupe transversale de l'acrotère.....	48
Figure 3.2 : Schéma Statique de l'acrotère.....	48
Figure 3.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	49
FIGURE 3.4 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE D'ACROTERE.....	54
Figure3.5: Schéma statique de calcul à l'ELU.....	55
FIGURE 3.6: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU.....	55
FIGURE 3.6:DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU.....	56
Figure 3.7: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	59

Figure 3.8:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	59
Figure 3.9 :plan de ferrailage des balcons.....	61
Figure .10 : Différents éléments d'un escalier.	62
Figure 3.11 : Schéma d'escalier sous charges	64
Figure 3.12: Schéma statique(ELU et ELS).....	64
Figure 3.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	66
Figure 3.14:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	66
Figure 3.15 : Ferrailage des escaliers.....	71
Figure 3.16:Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	73
Figure 3.17:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	73
FIGURE 3.18 SCHEMAS D'UN ASCENSEUR DANS UN BATIMENT	79
FIGURE 3.19: SCHEMA STATIQUE DE LA SALLE MACHINE.	80
FIGURE 3.20 : FERRAILAGE DE DALLE PLEINE DU HALL D'ASCENSUR	87
FIGURE 3.21 :PLAN DE FERRAILAGE DE LA DALLE TRIANGULAIRE.....	87
DISPOSITION VERTICAL DES ARMATURES DANS LES VOILES.	118
Figure 5.1 Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L=1.40m (voiles 1x et 1y).	130
Figure 5.2ferrailage pour la voile de la cage d'escalier (voiles 3y) en zone d'about	130
5.3ferrailage pour la voile d'ascenseur de longueur L=2.50m (Voiles 2x en zone d'about.	131
5.4ferrailage pour les voiles d'ascenseur de longueur L=2.50m (2y) en zone courante.....	131
FERRAILAGE POUR LES VOILES DE LONGUEUR L=4.85M EN ZONE D'ABOUT	131
FERRAILAGE POUR LA VOILE DE LONGUEUR L=4.85M EN ZONE COURANTE.....	131
Schéma statique d'une voile périphérique.	133
Tableau 2.1: Plancher Terrasse Inaccessible.....	41
Tableau 2.2: Plancher étage courant	41
Tableau 2.3 : Plancher RDC.....	42
Tableau 2.4: Plancher SOUS-SOL.....	43
Tableau 2.5 Balcon Tableau.....	44
Tableau 2.6 Murs extérieurs (double parois)	44
Tableau 2.8: Les charges de la paillasse.	45
Tableau 2.9: Les charges de Palier.....	45
TABLEAU 3.1: LES CHARGES DE PALIER	63
TABLEAU 3.2LES CHARGE DE LA PAILLASSE.	63
Tableau VI.4 : Coefficient C_T	93
Tableau VI.5 :Coefficient de comportement.....	93
Tableau : Valeurs des pénalités (p_q).....	94
Tableau 4.3 analyse modale	95
Tableau 4.4 Période choisie pour le calcul du (D).	95
Tableau 4.6 Les valeurs des forces sismiques selon la hauteur de chaque niveau.....	98
Tableau 4.7Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....	101
TABLEAU 5.2 : FERRAILAGE DES POUTRES.	113
Tableau VII.5 : Recapitulatif de ferrailage des voiles V1.....	121
Tableau5.4 de sollicitations pour les voiles V2.	122
TABLEAU DE FERRAILAGE POUR LES VOILES DE LA CAGE D'ESCALIER ET ASCENSEUR (L=2.55M).	125
TABLEAU DE SOLLICITATIONS POUR LES VOILES DE LA CAGE D'ESCALIER ET ASCENSEUR.	125
Tableau5.8 :ferrailage pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (L=3.10m).....	129
5.9Détermination des moments fléchissant du mur voile.	133
Figure 2 :Dimension du radier.	138

Ancrage de la structure.....	141
SCHEMA STATIQUE DU DEBORD DE RADIER.....	143
FERRAILLAGE DU RADIER (NAPPE SUPERIEURE).....	144
Pour ce qui concerne aux fondations nous avons opté pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûr et économique et nous avons mentionner par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrailé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.	144

CHAPITRE 1 :

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de Calcul

INTRODUCTION

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux, ainsi que les différentes hypothèses et règlements utilisés pour le calcul.

1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage multiple (habitation, service et commerce), classé d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003) dans le groupe 2, ayant une importance moyenne. Il est composé d'un R+8 avec un comble habitable et un sous-sol. Sa structure est en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible.

- ✓ Le sous-sol est un dépôt destiné au stockage.
- ✓ Le RDC est à usage commercial.
- ✓ Le premier étage est à usage service.
- ✓ Le comble ainsi les six autres niveaux sont à usage d'habitation dont chaque niveau contient trois appartements.
- ✓ L'ouvrage comporte aussi :
 - 01 cage d'escaliers →01 cage d'ascenseur

L'ouvrage est implanté à EST de la wilaya de Oran. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).



FIGURE1.1 : VUE SUR LA SITUATION DU SITE ETUDIE.

1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Longueur totale du bâtiment	26.25m
Largeur totale du bâtiment	10m
Hauteur totale du bâtiment	28.56 m
Hauteur du R.D.C	4.08 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur de sous-sol	3.06 m

TABLEAU 1.1 : DIMENSION DE L'OUVRAGE



FIGURE 1.2 COUPE A-A



FIGURE 1.3 FAÇADE PRINCIPALE

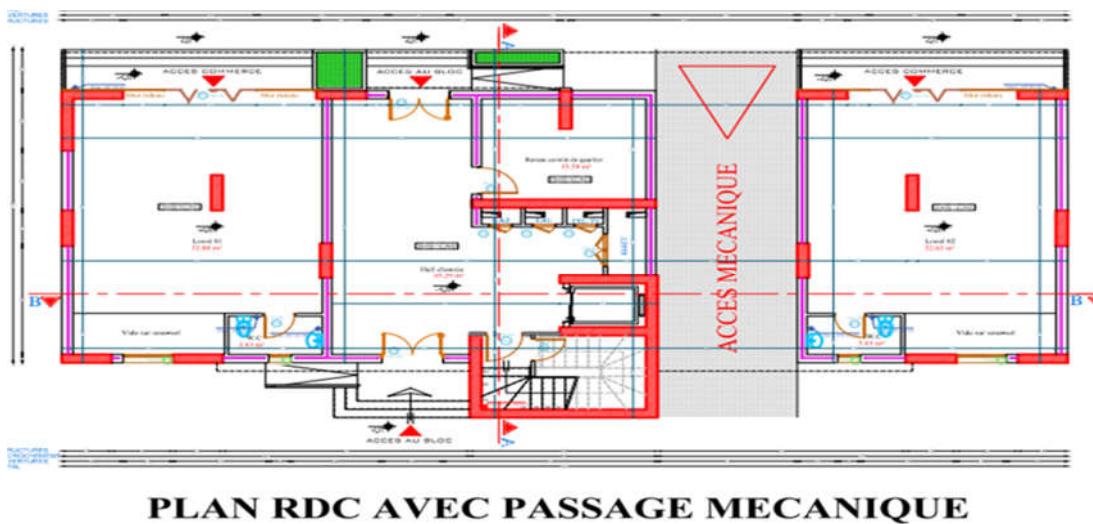
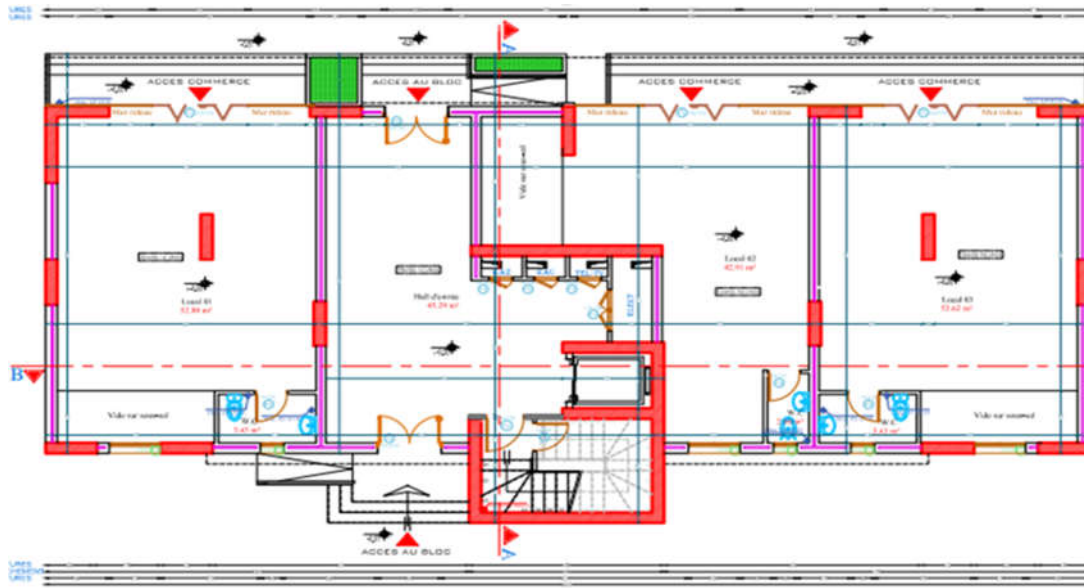


FIGURE 1.4 PLAN RDC AVEC PASSAGE MECANIQUE



PLAN RDC COMMERCIAL

FIGURE 1.5 PLAN RDC COMMERCIAL

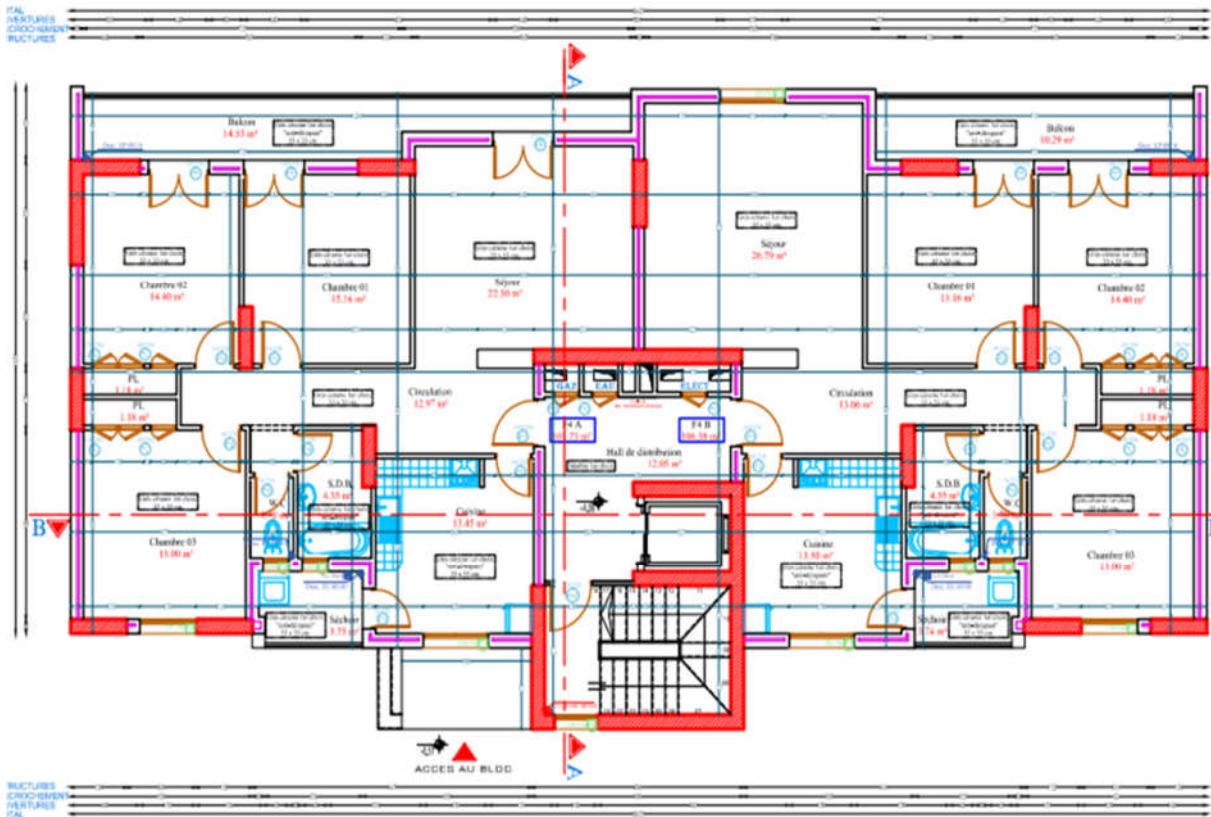


FIGURE 1.4 VUE EN PLAN NIVEAUX ETAGE COURANT DE LA STRUCTURE

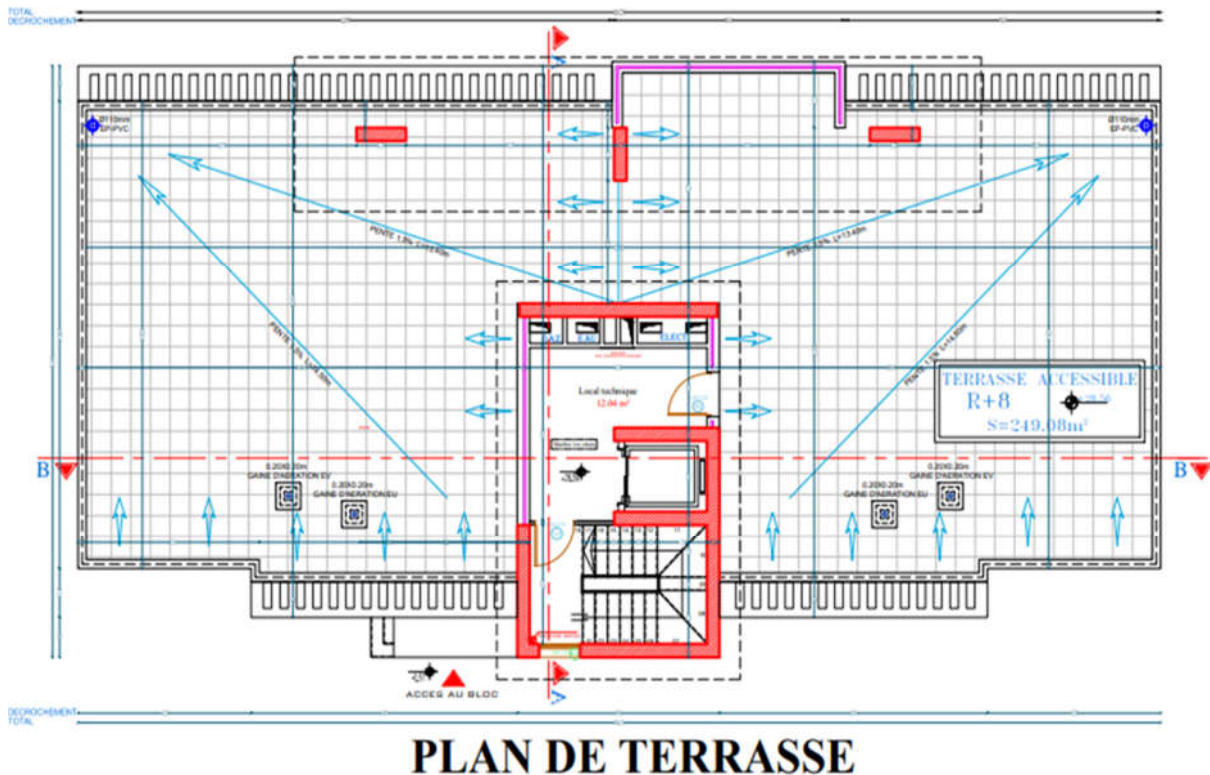


FIGURE 1.6 PLAN DE TERRASSE

1.2 Données sismique de la structure

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.7$ bars.
- Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S1).

2 Définition des éléments de la structure

2.1 L'ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

2.2 Planchers :

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Les planchers remplissent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique :

les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

Fonction d'isolation :

ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, pour les planchers des étages courants ainsi que la terrasse on a adopté des planchers en corps creux avec une dalle de compression, armée d'un treillis soudé, rendant L'ensemble monolithique, reposant sur des poutrelles. Et pour

lesbalcons et le comble ainsi que les paliers des escaliers on a opté pour un type de plancher en dalle pleines, constitué de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

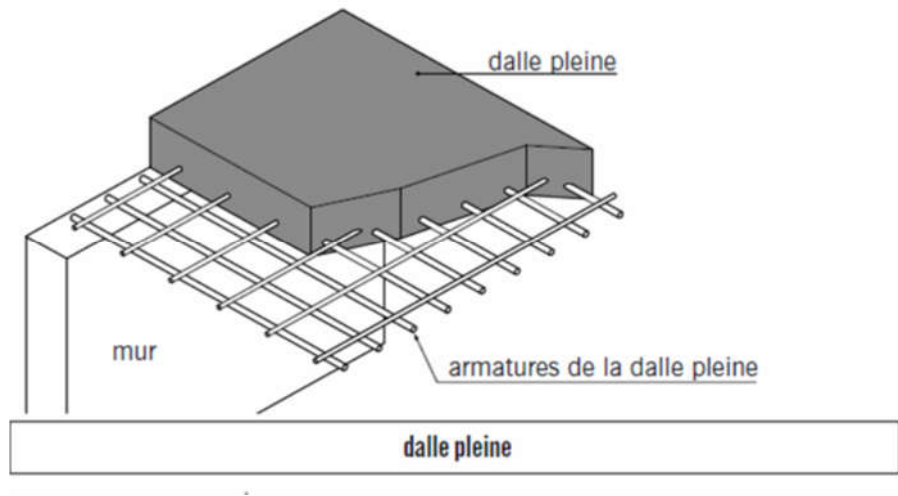


FIGURE 1.7 PLANCHER DALLE PLEINE

2.3 Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre aux efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche.

2.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

2.5 Les voiles :

Ils ont la forme des panneaux (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

2.6 Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

2.7 La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

2.8 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

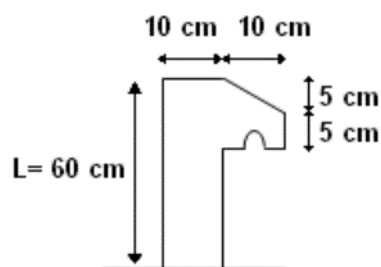


FIGURE 1.8 DIMENSION DE L'ACROTERE TYPE 1

2.9 Maçonnerie :

Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique. Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.6.10 La cage d'ascenseur. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

2.10 Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

2.11 Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

2.12 Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

2.13 Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

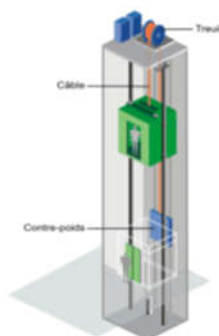


FIGURE 1.9: SCHEMA D'UN ASCENSEUR MECANIQUE

3 Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

3.1 Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

Equilibre statique.

Résistance de l'un des matériaux de la structure.

Stabilité de forme.

3.1.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

3.2 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

3.2.1 Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que

Celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$) : coefficient d'équivalence.

4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la

quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**

A titre indicatif le dosage courant par 1 m^3 est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m^3
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

4.2 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=25\text{ MPa}$ pour $j \leq 28$.

La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$ (C.B.A 93, A2.1.1.1).
- $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$ Pour $f_{c28} \geq 40\text{ MPa}$ (C.B.A 93, A2.1.1.1).
- Avec : $j \leq 28$ jours
- Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25\text{ KN}/\text{m}^3$
- Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour notre étude on prend. $f_{c28}=25\text{ Mpa}$

4.3 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (BAEL 91, art A.2.1,12)}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1\text{ MPa.}$$

4.3.1 Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

4.3.2 Module de déformation instantanée :

la durée d'application de la contrainte normale est

inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195\text{ MPa}$$

Pour $f_{c28}=25\text{ Mpa}$

4.3.3 Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

4.3.4 Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu).$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

5 Modèles de calcul

5.1 A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure :

$0 \leq \epsilon \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \epsilon \leq 3,5\%$: compression avec flexion.

Avec ϵ : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta=1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta=0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta=0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

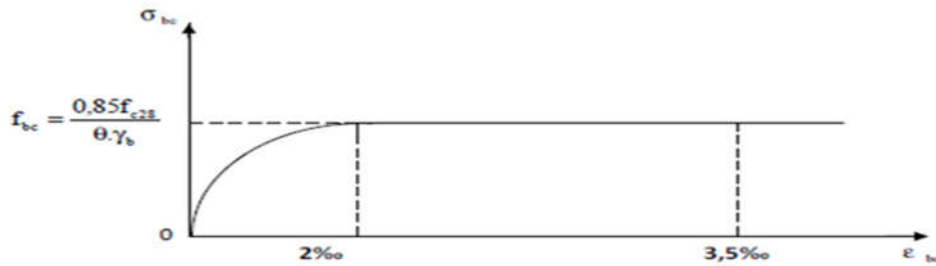
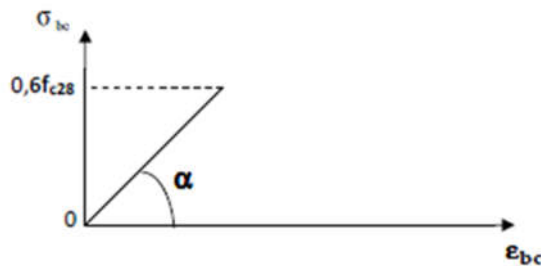


FIGURE 1.10 DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELU.

5.2 A P'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

FIGURE 1.11 DIAGRAMME DE CALCUL CONTRAINTE - DEFORMATION DU BETON A L'ELS.

5.3 Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

5.3.1 Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

5.3.2 Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_U = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

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

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m s'il n'est pas armé.

2500 daN/m s'il est armé.

6 Acier :

Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

6.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (BAEL 91, art A.2.2)

6.1.1 Coefficient de poisson des aciers :

il est pris égale $\nu = 0,3$.

6.1.2 Contraintes limites

6.1.2.1 Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L$$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraint de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : σ_s limite élastique de l'acier utilisé ;

D'où l'on aura : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ situation normale.
 $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$ situation accidentelle.

6.1.2.2 État limite de service (E.L.S) :

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{cases}$$

6.1.2.3 Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \min((2/3) f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\sigma_s \leq 156,66 \text{ MPa (R. lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

6.1.2.4 Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s \leq \min((1/2) f_e; 90\sqrt{\eta * f_{tj}})$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\sigma_s \leq 117,5 \text{ MPa (R. lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

6.1.2.5 Fissuration peu nuisible :

aucune vérification n'est requise pour les aciers.

6.1.2.6 Diagramme contraintes déformations de l'acier :

- Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2)

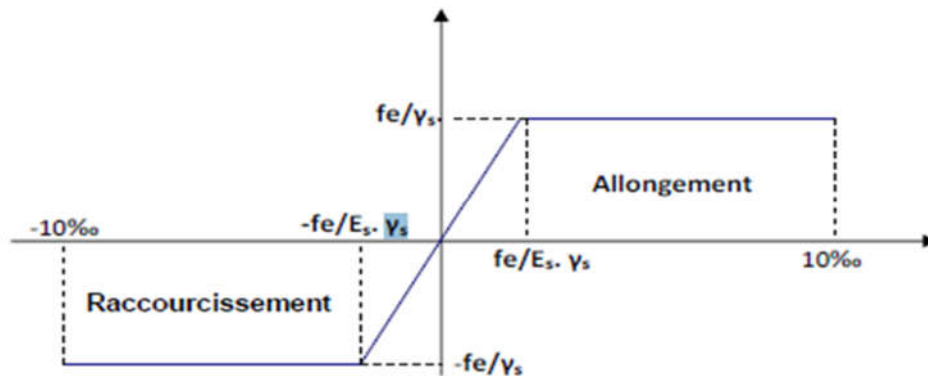


FIGURE 1.12 DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION.

7 Protection des armatures (BAEL 91, art A.7.2) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

-
- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
 - $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
 - $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

7.1 La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

7.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

7.2.1 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

7.2.2 1.9.2Etat limite de service :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E$$

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

$$0,8G\pm E$$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

8 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul utilisé dans cette étude sont :

8.1 Béton :

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

La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164.20\text{ MPa}$

Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87\text{ MPa}$

8.2 Acier :

Armatures longitudinales : $f_e = 400\text{ MPa}$

Armatures transversales : $f_e = 400$ MPa

Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000$ Mpa

Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précautions.

CHAPITRE 2

Pré dimensionnement et descente des charges

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

-De résistance à la flexion :

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ; et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

-D'isolation acoustique : ≥ 16 cm

-De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;

-De sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

1 Plancher (dalle pleine)

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

$$L_x = 648 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 \text{ cm}$$

$L_y/L_x = 400/648 = 0.61 \dots \dots \dots 0.61 < L_x/L_y < 1$, Dalle porteur dans les deux sens

- **Condition de la flèche** : $L_y = 400$ cm ; $L_x = 648$ cm

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \dots \dots \dots (648/50) = 12.96 \leq e \leq (648/40) = 16.2$$

Donc on prend $e = 20$ cm

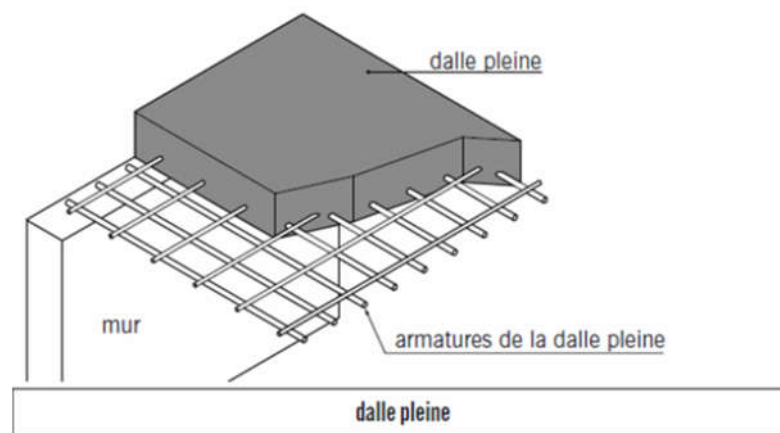


FIGURE2.1 : PLANCHER DALLE PLEINE

2 LES VOILES :

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1. RPA99modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq h_e/20.$$

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

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 3.3.

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (à min =15cm)

h_e : Hauteur d'étage.

$$a \geq 316/20 = 15.8 \text{ cm on prend } a = 40 \text{ cm}$$

$$L \geq 4a \quad L \geq 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

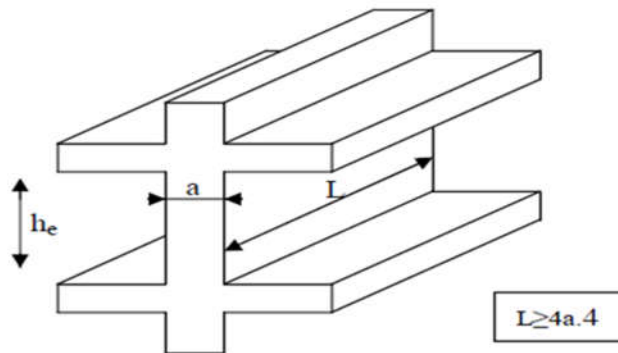


FIGURE2.2: COUPE DE VOILE EN ELEVATION.

3 Poutres

Selon les règles de BAEL 93

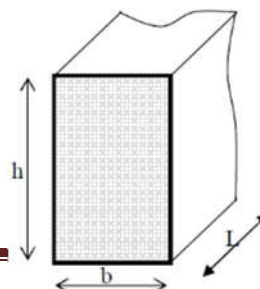
La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre



b : la largeur de la poutre

h : la portée de la poutre

FIGURE 2.3 : DIMENSIONS DE POUTRES

3.1 Conditions imposées par le R.P.A 99 versions 2003

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b < 4$

Critères de flèche

$L_{max} = 6.48$ m

$$\frac{L}{h} \leq 20 \Rightarrow 58 \text{ cm} \leq h \leq 87 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$18 \leq b \leq 42$$

On prendra : $h = 60$ cm et $b = 30$ cm

3.2 Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$

$$h/b = 2 < 4$$

.Donc la section de la poutre principale est de dimension (30x60) cm²

4 LA BANDE NOYEE (Poutre noyée)

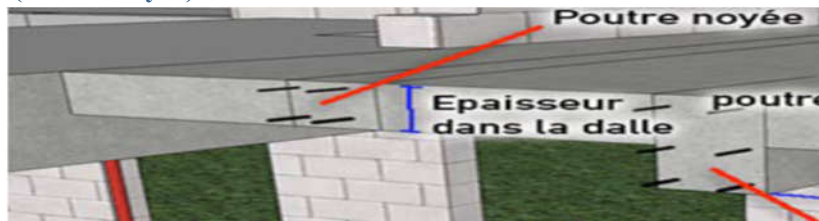


FIGURE 2.4: POUTRE NOYEE

Poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher (sans retombée), La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher, puisque les charges sont linéaires et suivant la longueur du mur et donc cette poutre.

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

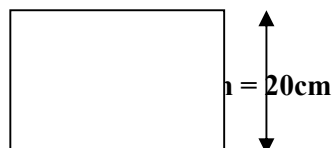
On prend $h = 20$ cm

$$0.3 \cdot 20 \leq b \leq 0.7 \cdot 20$$

$$6 \leq b \leq 14$$

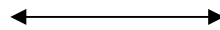
$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 55 \geq 20$$

CV



$$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20$$

CV



$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 20/55 = 0.36$$

CV

La poutre noyée.

5 DESCENT DES CHARGES

INTRODUCTION

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les Différents éléments de la Structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

5.1 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

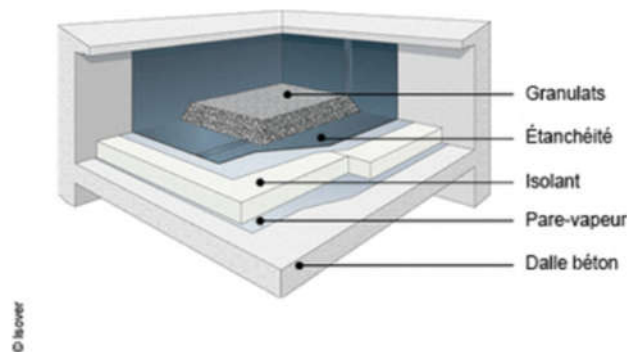


FIGURE 2.5 PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

5.1.1 Charges permanentes

Matériaux	Ep (cm)	P (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Protection gravillon	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.05	22	1.1
Isolation thermique	0.04	4	0.16

Dalle en BA	0.20	25	5
Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
			$G_1 = 7.58 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2.1: Plancher Terrasse Inaccessible

5.1.2 Surcharges d'exploitation

Terrasse inaccessible : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

5.2 PLANCHER ETAGE COURANT :



FIGURE 2.7:SECTION TRANSVERSALE D'UN PLANCHER

5.2.1 Charges permanentes

Matériaux	Ep (cm)	P (KN /m³)	G (KN /m²)
Dalle de sol	0.01	12	0.12
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Dalle en BA	0.20	25	5
			$G_2 = 5.32 \text{ KN/m}^2$

Tableau 2.2: Plancher étage courant

5.2.2 Surcharge d'exploitation

$Q_2 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

5.3 PLANCHER RDC :



FIGURE 2.8 SECTION TRANSVERSALE D'UN PLANCHER

5.3.1 Charges permanentes

Matériaux	Ep (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Dalle de sol	0.01	12	0.12
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
			G₃ = 5.32 KN/m²

Tableau 2.3 : Plancher RDC

5.3.2 Surcharge d'exploitation

Q₃ = 5 KN/m²

5.4 PLANCHER SOUS-SOL

5.4.1 . Charges permanentes :

Matériaux	Ep (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Charpe en béton	0.04	20	0.8
Dalle en BA	0.20	25	5
Enduit en ciment	0.02	20	0.4
			G₃= 6.20 KN/m²

Tableau 2.4: Plancher SOUS-SOL

5.4.2 Surcharge d'exploitation

$$Q_3=2,5 \text{ KN/m}^2$$

5.5 PLANCHER BALCON

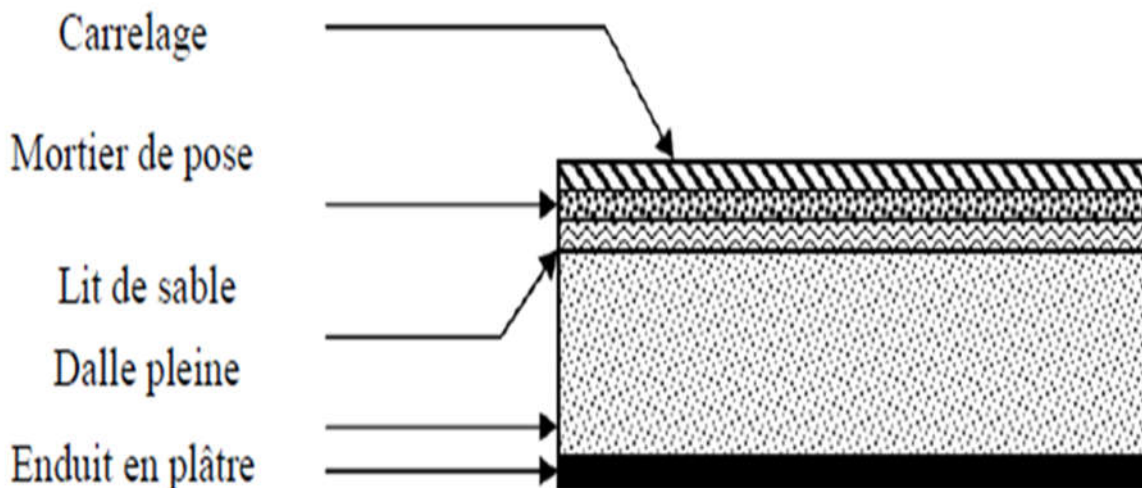


FIGURE 2.9: PLANCHER BALCON

5.5.1 Charges permanentes

Matériaux	Ep (m)	P (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Dalle de sol	0.01	12	0.12
Dalle en BA	0.22	22	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G₂= 5.32 KN/m²

Tableau 2.5 Balcon Tableau

5.5.2 Surcharge d'exploitation

$$Q_3=3,5 \text{ KN/m}^2$$

5.6 MUR EXTERIEUR :



FIGURE 2.10 : COUPE VERTICAL DE MUR EXTERIEUR

5.6.1 Charges permanentes

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (cm)	G (KN /m ²)
Enduit en ciment	10	0.2	0,4
Parois en brique creuse	9	0.15	1,35
Lame d'air	-	0.5	0,00
Parois en briques creuses	9	0.10	0,90
Enduit en plâtre	0.02	0. 10	0.2
			G₂= 2.85KN/m²

Tableau 2.6 Murs extérieurs (double parois)

5.7 MURE INTERIEUR

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep(cm)	G (KN /m ²)
1- Enduit en ciment	20	0.2	0,4
2- Parois en briques creuses	9	0.10	0,90
3-Enduit en plâtre	0.02	0. 10	0.2
			G₂= 1.5KN/m²

Tableau 2.7: Murs intérieur

5.8 Escalier :

5.8.1 Volée (la paillasse) :

Désignation	p(KN/m ³)	Ep (m)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G			7.25
Charge d'exploitation Q			2,50

Tableau 2.8: Les charges de la paillasse.

5.9 Palier :

Tableau
charges

Désignation	p(KN/m ³)	Ep (m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,97
Charge d'exploitation Q			2,50

2.9: Les
de Palier

Conclusion

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

Chapitre 03 :
Etude des éléments non
structuraux

Chapitre 03 Etude des éléments non structuraux

Introduction

Ce sont des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de Contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagés, ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcon Cloisons ...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Donc dans ce chapitre on fera l'étude de tous les éléments secondaires du bâtiment

1 Etude d'acrotère

1.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

1.2 L'acrotère de type 1 :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

1.3 Calcul des sollicitations :

1.3.1 Charge permanente :

$$G = \gamma_s \times S$$

Avec γ_s : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère

$$S = ((0,05 \times 0,1) / 2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2/\text{l.}$$

$$G = 0,0675 \times 2500 = 1.69 \text{ Kg/ml.}$$

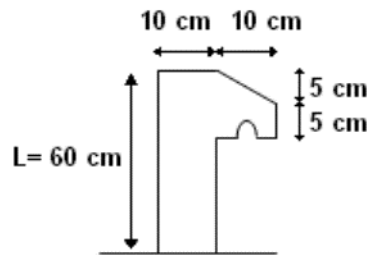


Figure 3.1: coupe transversale de l'acrotère

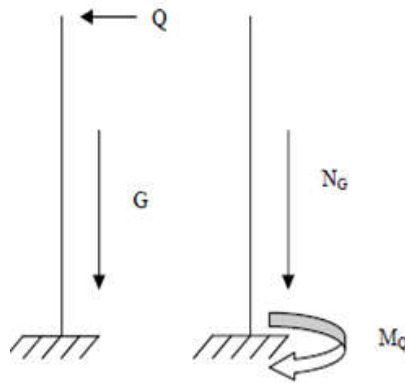


Figure 3.2 : Schéma Statique de l'acrotère.

1.3.2 Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

$A = 0.15$ ← coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_P = 1.69 \text{ Kg/ml}$ ← poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ ← facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.69 = 0.81 \text{ Kg/ml}$$

$$P = \max (1.52 \text{ KN}; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1.52 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

1.3.3 calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

1.3.3.1 ELU :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.69 = 2.8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 Q h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

1.3.3.2 ELS :

$$N_s = G = 1.69 \text{ KN}$$

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

1.4 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

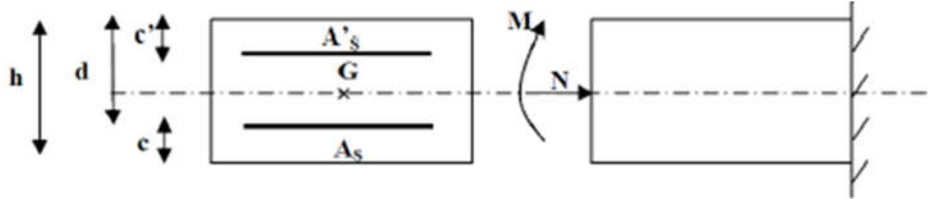


Figure 3.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h = 10 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$.

1.4.1 ELU : Détermination de l'excentricité : e u

$$e_u = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_u = 0.39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m},$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fi à la flexion composée.

1.4.2 Calcul en flexion simple :

1.4.2.1 Moment fictif

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_1 = 0.9 + 2.28 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right)$$

$$M_1 = 0.945 \text{ KN.m}$$

1.4.2.2 Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{0.945 \times 10^{-3}}{1 \times 0.0049 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu < \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

1.4.2.3 Armatures fictives :

$$\mu = 0.0136$$

A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \delta_s = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{945}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.391 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_s = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.391 - \frac{2.28}{348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

1.4.3 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 0.845 \text{ cm}^2$.

Soit : 4 T8 avec un espacement $St = 25 \text{ cm/ml}$

Choix des armatures : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

1.4.4 Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

4T8 = 2.01 cm²/ml avec un espacement $St = 25 \text{ cm/ml}$.

1.5 Vérifications à l'ELU :

1.5.1 Condition de non fragilité :

(BAEL99 / Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{e^{es-0.445*d}}{e^{es-0.185*d}}$$

$$es = \frac{0,60}{1,69} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0.23 * 100 * 7 * \frac{35-0.445*7}{35-0.185*7}$$

$$A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

1.5.2 Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

1.5.3 Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ ArtA 6.1,3) :

$$\tau_{se} (\leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u})$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 - 70 \cdot 7.54} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

1.5.4 Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$s_t \leq \min 2h ; 25 \text{ cm}$$

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq \min 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

1.6 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.69 \text{ KN.}$$

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

$$e_s = \frac{M}{N} = \frac{0.6}{1.69} = 0.35 \text{ m}$$

$$e_s = 0.35 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m ,}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$M_s = N_s \times (e_s + (\frac{h}{2} - c))$$

$$M_s = 0.6 \times (0.35 + (\frac{0.1}{2} - 0.03)) = 0.62 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_s = 0.01622$$

$$M_{fs} = \mu_s \cdot b \cdot s \cdot \sigma_{st}$$

$$M_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$M_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M_{fs}}{(d-c) \cdot \sigma_{st}} = \frac{620}{(7-3) \cdot 201.63} = 0.769 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{St} = A_{stf} - (N_s / \sigma_{st}) = 0.769 - (1.69 \cdot 10^3 / 201.63 \cdot 10^2)$$

$$A_{St} = 0.685 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.794 \text{ cm}^2 < A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

1.6.1 Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 1.80^3) / 3 + 15 \cdot 2.01 \cdot (7-1.80)^2 = 1009.66 \text{ cm}^4$$

1.6.2 Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d-y_1) = 50Y^2 - 30.15y_1 - 211.05$$

$$y_1 = 1.80 \text{ cm.}$$

1.7 Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 602 / 1009.66) * (7 - 1.8) = 46.51 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 46.51 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

1.8 Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (620 / 1009.66) * 1.8 = 1.11 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.11 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

1.9 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 * C_p * A * W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. A = 0.15 (Groupe 2 ; zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

C_p = 0.8 (élément en console)

W_p : Poids propre de l'acrotère. W_p = 1.69 kN/ml

$$\text{Alors : } F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.69 = 0.81 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

$$F_p < Q \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p, d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

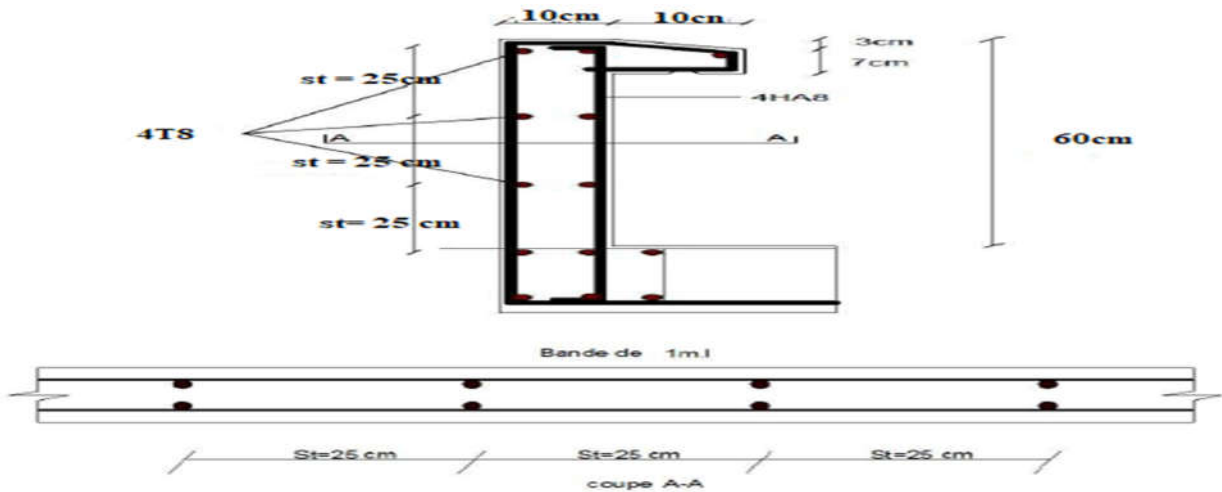


FIGURE 3.4 : SCHEMAS DE FERRAILAGE D'ACROTERE

2 ETUDE des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.2 m.

- Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$

$e \geq L/10$ $e \geq 120/10 = 12\text{ cm}$

On prend: $e = 20\text{ cm}$

2.1. Détermination des charges :

2.1.1 Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = (5.32\text{KN/m}^2) \times 1.2\text{m} = 6.38\text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur : $g = ((0.9) + (0.2 \times 2)) \times 1.2\text{m} \times 1.2\text{m} = 1.9\text{ KN}$

2.1.2 Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1.2\text{m} = 4.38\text{KN/ml}$

3 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balon sera calculé en flexion simple.

3.1 Combinaison de charge :

3.1.1. Pour l'état limite ultime

$P_u = 1.35 \times 6.38 + 1.5 \times 4.38 = 15.19\text{KN/ml}$

$g_u = 1.35 \times 1.9 = 2.565\text{KN}$

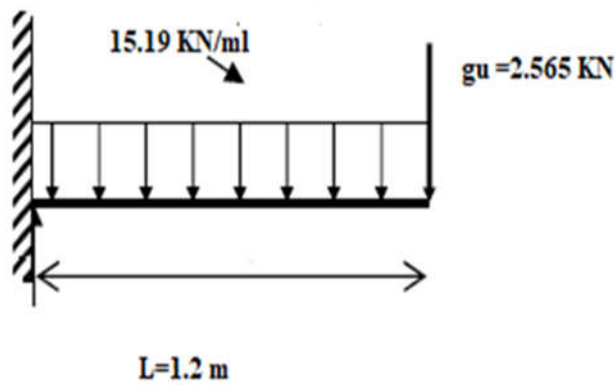


Figure 3.5: Schéma statique de calcul à l'ELU

3.1.2 Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 14.01 \text{ kN.m}$$

$$T_u = -20.79 \text{ kN}$$

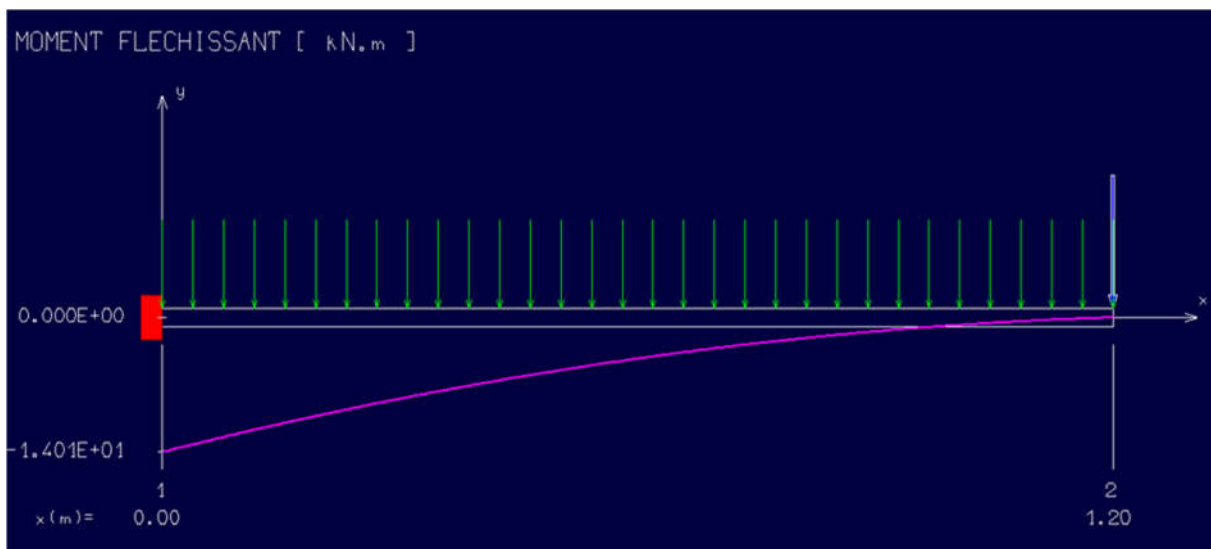


FIGURE 3.6: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU

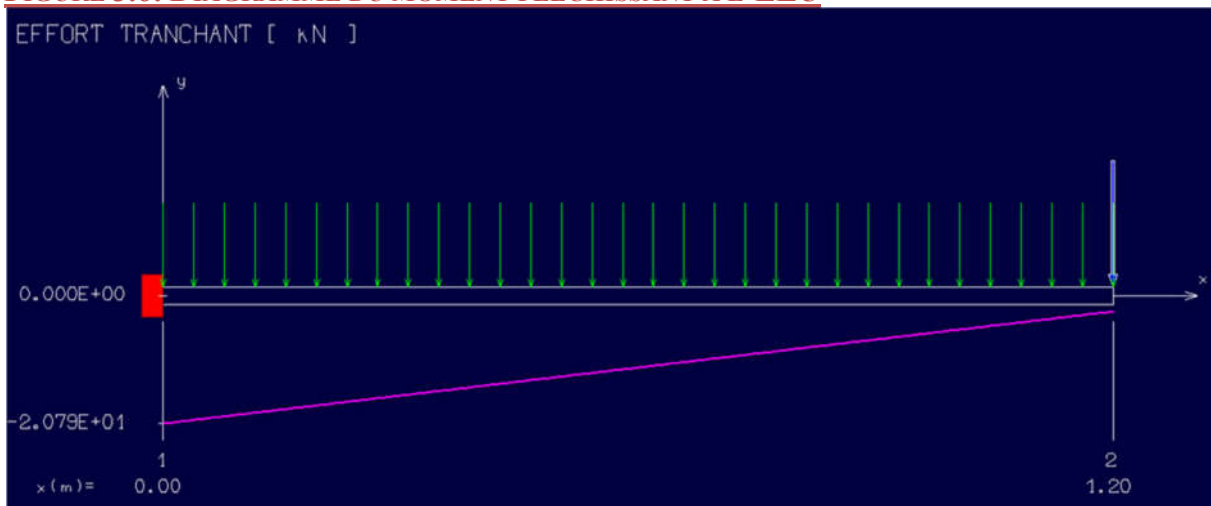


FIGURE 3.6: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU

3.2 Calcul à l'ELU :

La hauteur $h = 20$ cm

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

3.2.1 Calcul du ferrailage :

□ □ Armatures principales :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14010}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.030 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,030}) = 0.038$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,985$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{14010}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm², avec un espacement de 25 cm.

□ □ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 25 cm.

3.3 Vérifications à l'ELU :

3.3.1 Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec: } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 - 70 \cdot 7.54} = 0.316 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi = 1.5 : \text{ Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.316 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4\tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$l_s = \frac{0.8 * 400}{4 * 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 * l_s = 25 \text{ cm.}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

3.3.2 Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 20,79 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{20790}{1000 * 180} = 0,116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.3.3 Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 * \psi * f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \Sigma u}$$

Σu : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u = 4 * \pi * \varnothing = 4 * \pi * 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20790}{0.9 * 180 * 150.72} = 0.85 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing * f_e}{4\tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

3.3.4 Espacement des barres :

Armatures longitudinales :

$$St \leq \min(4h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Armatures transversales :

$$St \leq \min(4h ; 33 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

3.3.5. Calcul à l'ELS :

Combinaison de charge :

3.3.5.1 Pour l'état limite service

$$P_{ser} = (G1 + Q1) \times 1.2 = (5.32 + 3.5) \times 1.2 = 10.584 \text{ KN/ml}$$

$$g_s = g * 1.2 = 2.28 \text{ KN}$$

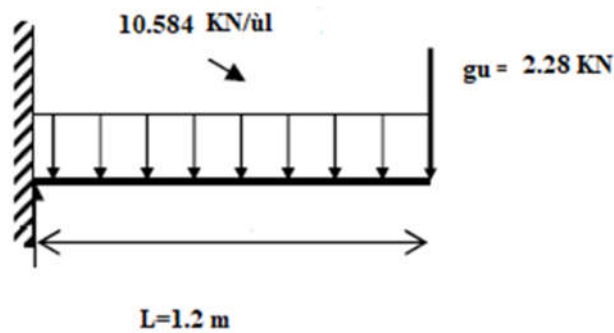


Figure 3.3.5.1 : Schéma statique de calcul à l'ELS

3.3.5.2 Calcul des efforts internes

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = -10.35 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -14.98 \text{ kN}$$

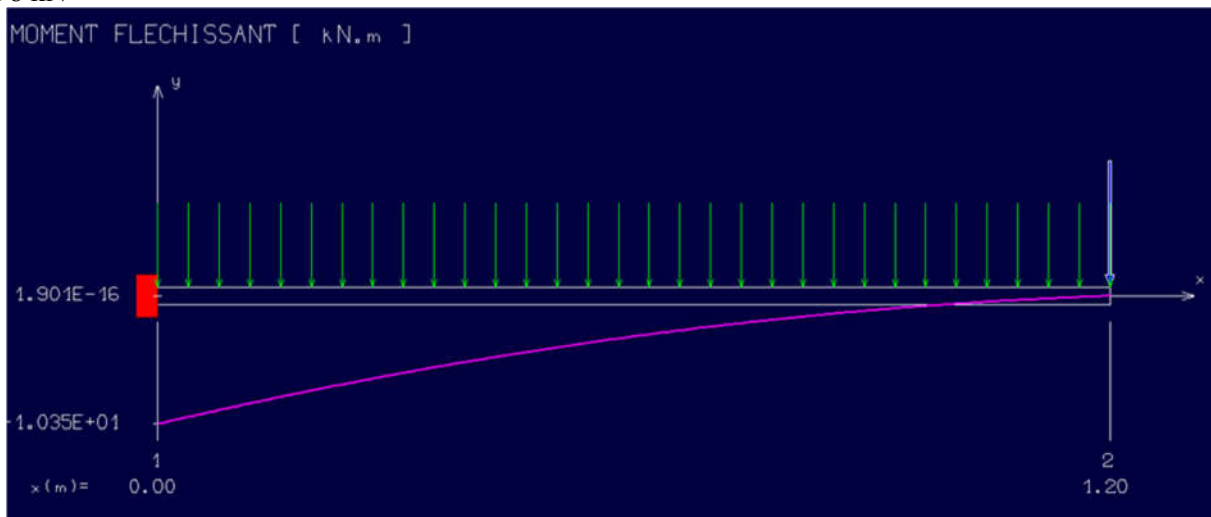


Figure 3.7: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

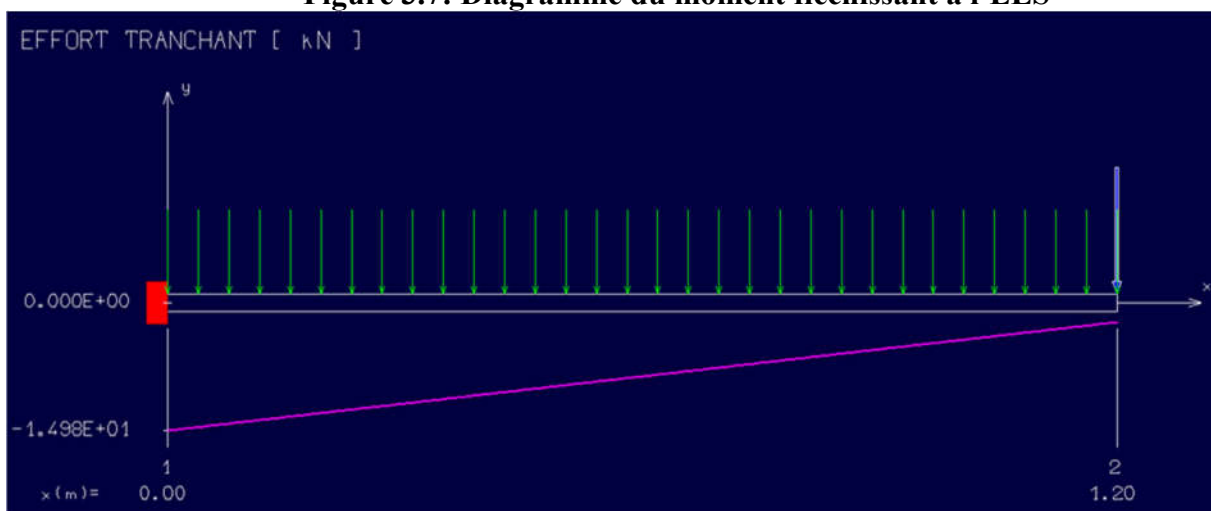


Figure 3.8: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

3.3.5.3 Position de l'axe neutre :

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 1220.4 \quad \leftarrow y_1 = 4.31 \text{ cm.}$$

3.3.5.4 Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 4.31^3) / 3 + 15 \cdot 4.52 \cdot (18 - 4.31)^2 = 15375.57 \text{ cm}^4.$$

3.3.5.5 Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (10350 / 15375.57) \cdot 4.31 = 2.90 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.90 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.5.6 État limite d'ouvertures des fissures

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 10350 / 15375.57 \cdot (18 - 4.31)) = 138.23 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_s = 138.23 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.3.5.7 État limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{10.35}{10 \cdot 10.35} = 0.1$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{18 \cdot 100} = 0.0025$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

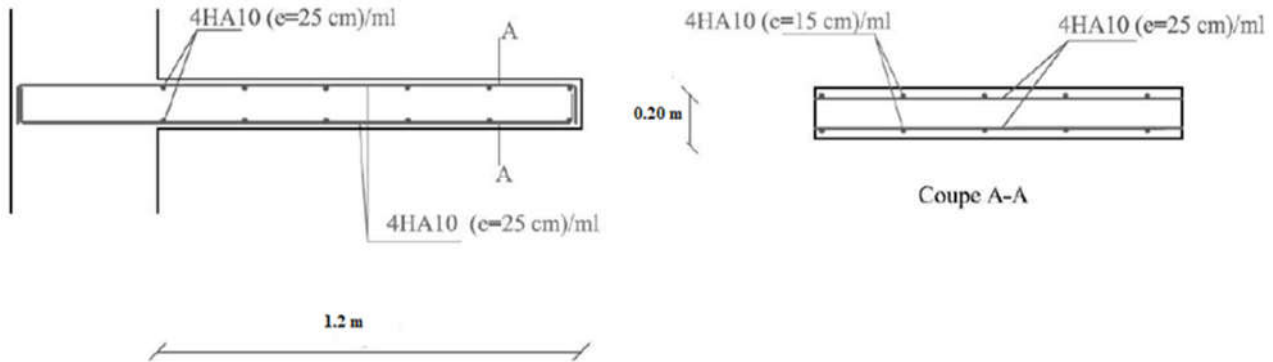


Figure 3.9 : plan de ferrailage des balcons.

4 Etude escalier :

Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.1 Définition des éléments d'un escalier

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

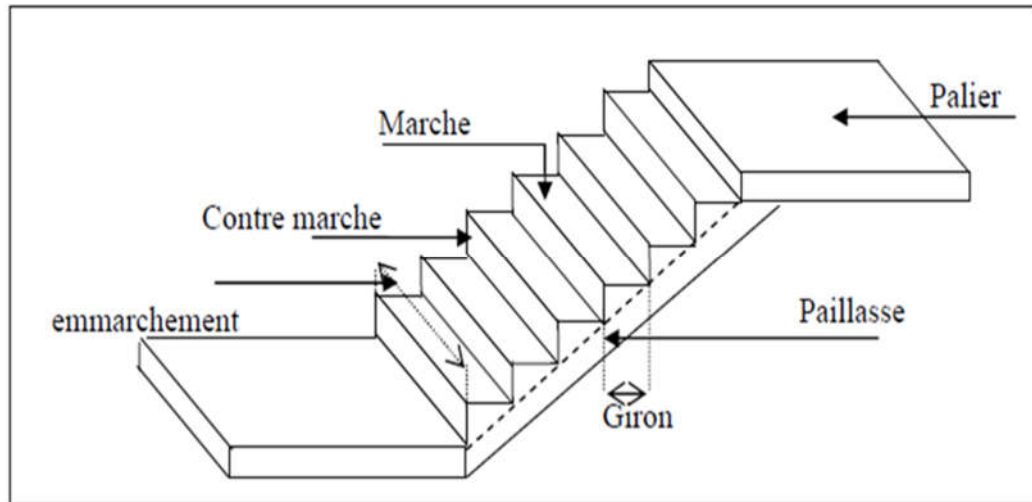


Figure .10 : Différents éléments d'un escalier.

4.2. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$.

$$m = g + 2 \times h$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

Vérification de la formule de Blondel : $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

On prend :

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

$$\text{Nombre de contre marches : } n = H/h = 306/17 = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$$n = 9 \text{ contre marche}$$

$$\text{Nombre de marches : } m = (n-1) = (9-1) = 8 \text{ marches.}$$

La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

L'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$$

La longueur de la paillasse (Paillasse) :

$$\text{Paillasse} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de l'est :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$$

$$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 15 cm pour la paillasse et le palier

4.3. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1.5 m d'embranchement.

4.3.1. Charges permanentes :

4.3.1.1 Palier :

1. Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,97

TABLEAU 3.1: LES CHARGES DE PALIER

4.3.1.2 Paillasse :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
➤ Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
➤ Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7.25

TABLEAU 3.2 LES CHARGE DE LA PAILLASSE.

Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F = G (H - e) \times m = 2,81 \times (3,06 - 0,12) \times 8$ **$F = 66,09$ KN/ml**

Avec : G : poids volumique de 1 mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

2. Combinaison de charges :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q_{1u} = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1 = (1,35 \times 4,97 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,46$ KN/ml.

Volée : $q_{2u} = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 = (1,35 \times 7,25 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 13,54$ KN/ml.

➤ Etat limite service (ELS) :

Palier : $q_{1s} = 4,97 + 2,5 = 7,47$ KN/m

Volée : $q_{2s} = 7,25 + 2,5 = 9,75$ KN/m

Schéma statique :

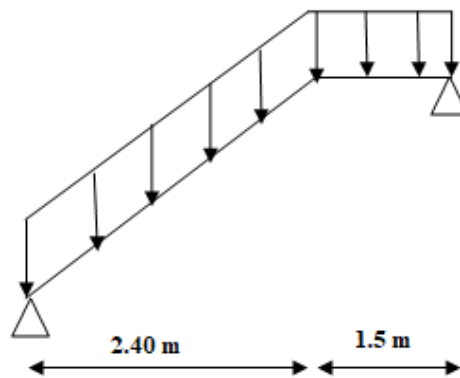


Figure 3.11 : Schéma d'escalier sous charges

$q_{s1} = 9,75$ KN/m²

$q_{s2} = 7,47$ KN/m²

$q_{u1} = 13,54$ KN/m²

$q_{u2} = 10,46$ KN/m²

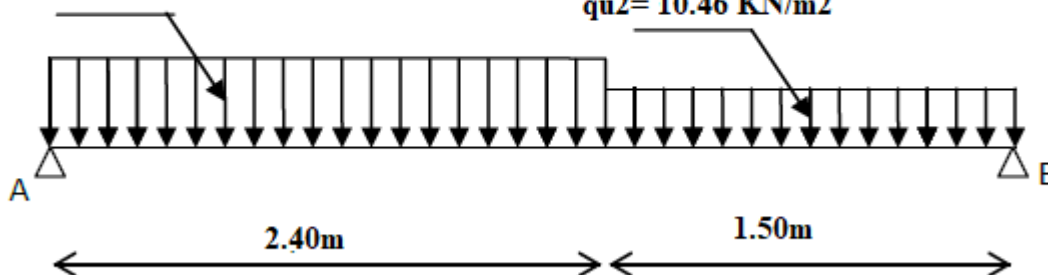


Figure 3.12: Schéma statique(ELU et ELS).

Etat limite ultime (ELU) :

• **Calcul des réactions :**

➤ $\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.5$

$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 48.18 \text{KN}$

➤ $\Sigma M_{/B} = 0$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + q_2^u \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90}$$

$$R_A = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + 10.46 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90} \Rightarrow R_A = 25.51 \text{ KN}$$

➤ $\Sigma M_{/A} = 0 \Rightarrow$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90}$$

$$R_B = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.46 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90} \Rightarrow R_B = 22.67 \text{ KN}$$

Etat limite ultime (ELS) :

• **Calcul des réactions :**

$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.5$

$R_A + R_B = 9.75 \times 2.4 + 7.47 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 34.60 \text{KN}$

$\Sigma M_B = 0$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + q_2^s \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90}$$

$$R_A = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.50\right) + 7.47 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2}\right)}{3.90} \Rightarrow R_A = 18.35 \text{ KN}$$

• $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90}$$

$$R_B = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.47 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.40\right)}{3.90} \Rightarrow R_B = 16.25 \text{KN}$$

3.4.5. Ferrailage :

ELU :

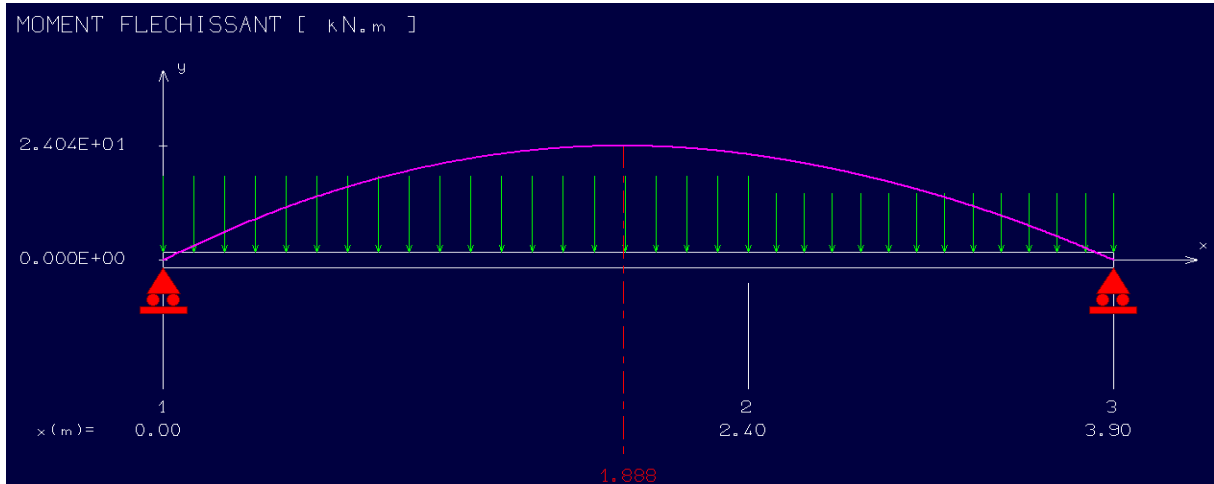


Figure 3.13 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

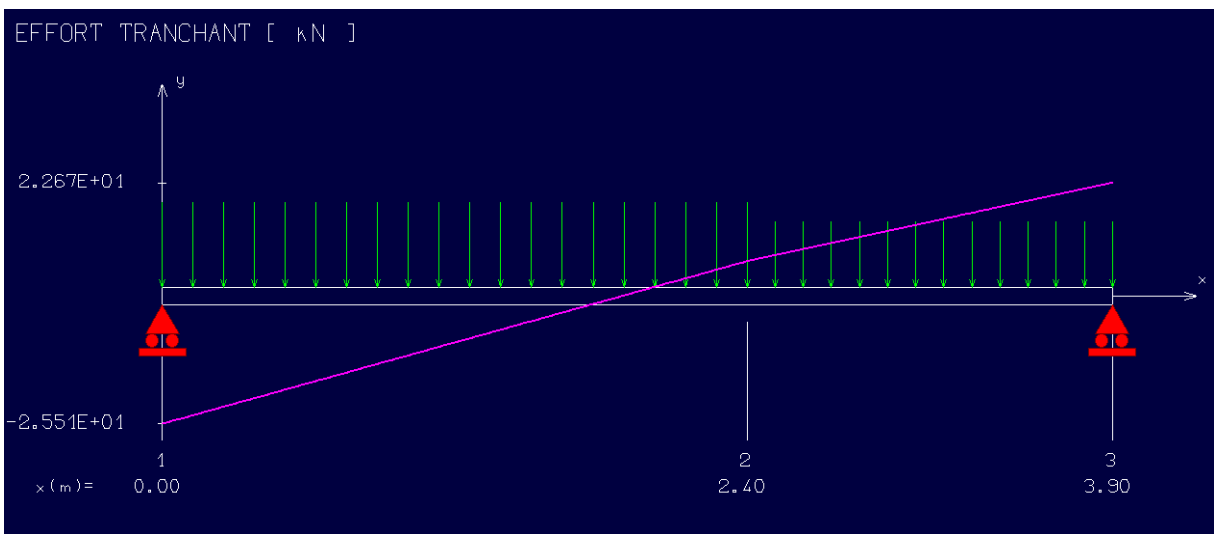


Figure 3.14: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

En travée :

$$M_{tu} = M_0 \times 0.85 = 24.04 \times 0.85 = 20.34 \text{KN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u = 20.34 \text{KN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0.07 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.091$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20340}{0.964 \times 348 \times 13,5} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 4,52 cm² = 4T12**

Espacement = 25 cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : Ar = 2,01 cm² = 4T8

En appuis :

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 6.012 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0,023 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6012}{0.988 \times 348 \times 13,5} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 4.52 cm² = 4T12**

Espacement = 25 cm

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ar = 4T8 = 2.01 cm²**

Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

} **Condition vérifiée**

2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$St \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.}$$



Condition vérifiée

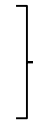
➤ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$St \leq \min = \{45 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$



Condition vérifiée

3. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 22.67 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 \cdot 135} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22670}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.24 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5. Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

➤ **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 * l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 * 45 = 18 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 * l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 * 40 = 16 \text{ cm}$$

6. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 * 135} = 0.17$$

Donc condition est vérifiée.

7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99 Art AS .1.313)

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 a b f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la longueur d'appuis égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 * (135) = 121.5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 * 121.5 * 1000 * 25 = 811012.5 \text{ N}$$

$$D'où : V_u \max = 22.67 \text{ KN} \leq 811012.5 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

3.4.7. Vérification à l'ELS :

Aux travées

1. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre :

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 915.3$$

$$y_1 = 4.35 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.35^3) / 3 + 15 * 4.52 * (13.5 - 4.35)^2 = 8420.15 \text{ cm}^4$$

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

σ_b

$$c = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (14688 / 8420.15) * 4.35 = 7.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.59 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Aux Appuis:

. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (5184 / 8420.15) * 4.35 = 2.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.9} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.Ev.IFv} \text{ (Art : Annexe D CBA 93) et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \text{ (} L \leq 5m. \text{ Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$Ifv = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0.15^3}{12} = 0,000281 \text{ cm}^4$$

$$Ev = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$Mu_{max} = 20.34 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot Ev \cdot IFv} = \frac{20340 \cdot 3,9^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0.010 \text{ cm}$$

$$f = 0.010 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

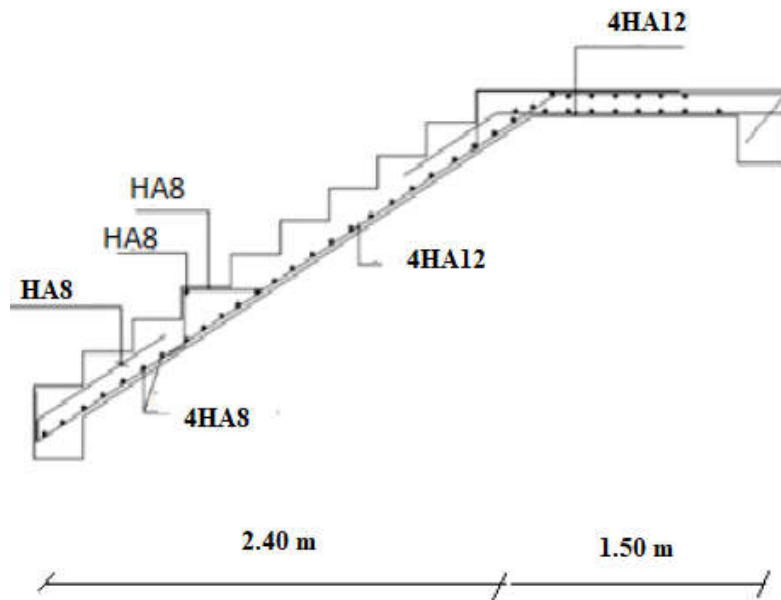


Figure 3.15 : Ferrailage des escaliers

4.4 Calcul de la poutre palière :

4Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

• **Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30$$

$$h/b = 30/25 = 1,2$$

Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

3.4.8.2 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 * 0,25 * 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Au} = 25.51 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) $R_{As} = 18.35 \text{ KN/ml}$.

3.4.8.3 Combinaison à considérer :

E LU :

$$q_u = 1,35 G + R_{Au}$$

$$q_u = 1,35 * (1.87) + 25.51 = 28.03 \text{ KN/ml}$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + R_{As}$$

$$q_s = 1.87 + 18.35 = 20.22 \text{ KN/ml}$$

3.4.8.4 Calcul du ferrailage (ELU):

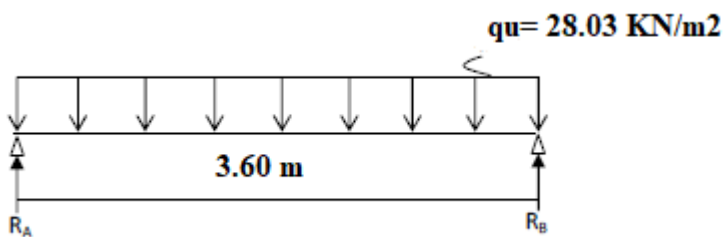


Figure 3.4.7 : Schéma statique(ELU).

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 50.45 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 45.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 * 45.41 = - 13.62 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 45.41 = 38.59 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T=R_A=R_B=50.45 \text{ KN}$$

➤ **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**

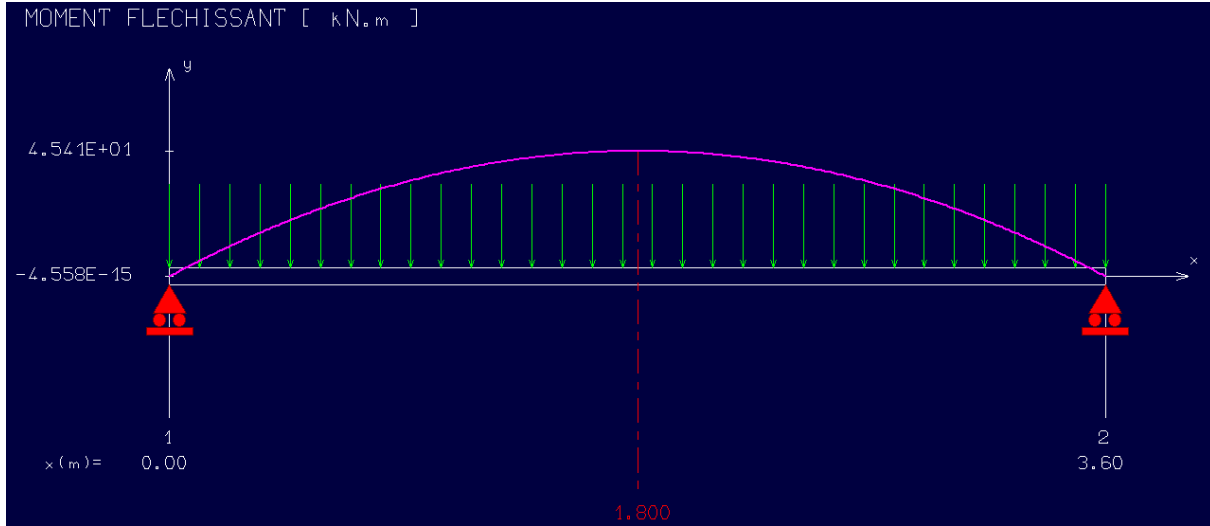


Figure 3.16:Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

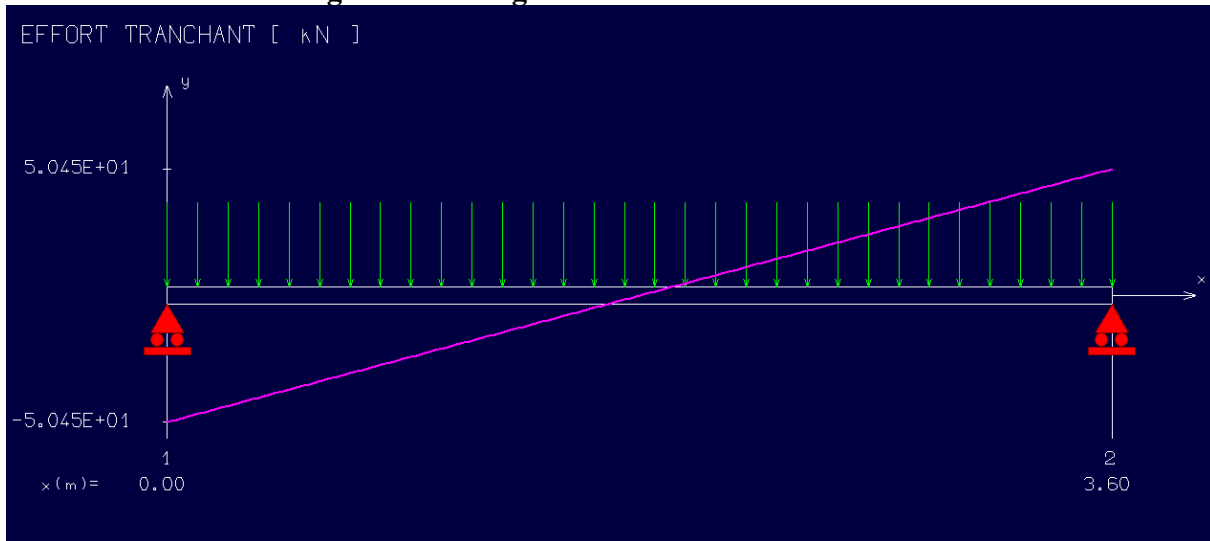


Figure 3.17:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

3.4.8.5. Calcul des armatures

1. Armatures principales (longitudinal) :

En travée

$$M_u = 38.59 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.149 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.203$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{38590}{0.919 \times 348 \times 27} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 4,52 cm² = 4T12**

Espacement = 25 cm

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : Ar = 2,01 cm² = 4T8

En appuis :

$$M_{ua} = 0.3 M_{max} = 13.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,052 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13520}{0.973 \times 348 \times 27} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 4.52 cm² = 4T12**

Espacement = 25 cm

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **Ar = 4T8 = 2.01 cm²**

3.4.8.6. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

} **Condition vérifiée**

➤ **Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22670}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.24 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

• **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_c 28}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22670}{1000 * 135} = 0.17$$

Donc condition est vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)**

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u \max} = 0,26 abfc28$$

Avec :

a : désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a=0,9d = 0,9*(270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_{u \max} \leq 0.267 \times 243 \times 300 \times 25 = 486607,5 \text{ N}$$

$$D'où : V_{u \max} = 22.67 \text{ KN} \leq 486607.5 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement** :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 50.54 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{50540}{25 \times 270} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.8.7 Calcul à L'ELS :

➤ **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + RAs. = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction**

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 50.45 \text{ KN}$$

1. Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 38.44 \text{ KN.m}$$

2. Correction des moments

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 * 38.44 = -11.53 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 38.44 = 32.67 \text{ KN.m.}$$

3. Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 50.45 \text{ KN}$$

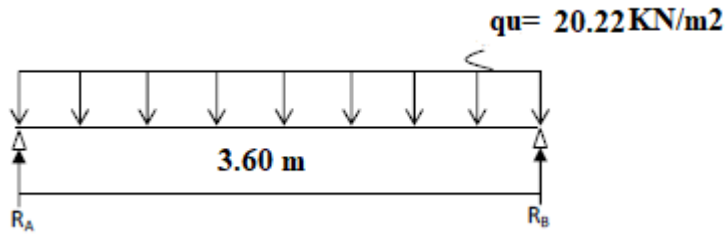


Figure 3.4.10: Schéma statique(ELS).

3.4.8.1.1. Vérification à l'ELS :

- Aux travées

1. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- ✓ Position de l'axe neutre :

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 12.5y_1^2 + 67.8y_1 - 1830.6$$

$$y_1 = 9.69 \text{ cm}$$

- ✓ Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.31^3) / 3 + 15 * 4.52 * (13.5 - 4.31)^2 = 27897.43 \text{ cm}^4.$$

- ✓ Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (32670 / 27897.43) * 9.69 = 11.35 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 11.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- ✓ Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 32670) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 304.07 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 304.07 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Aux Appuis:**

✓ **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (11530 / 27897.43) * 9.69 = 4 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 11530) / 27897.43 * (27 - 9.69) = 107.31 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = 107.31 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{32.67}{10 * 38.44} = 0.085$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{25 \cdot 27} = 0.007$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

4.4 Calcul de la salle machine :

Introduction :

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 lesquelles 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).

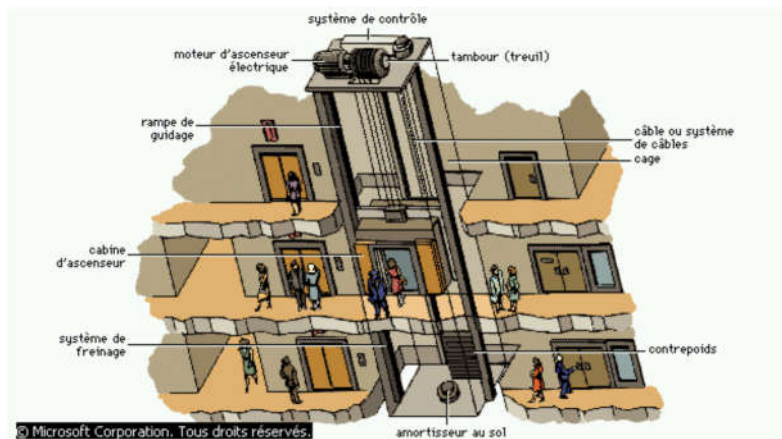


FIGURE 3.18 SCHEMAS D'UN ASCENSEUR DANS UN BATIMENT

La surface du cabinet est : $S = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$$P = 90 \text{ KN.}$$

4.5 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

➤ Epaisseur de la dalle h_0 :

$$h \geq \frac{Lx}{30} = \frac{160}{30} = 5.33$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$$h \geq 12 \text{cm. Donc on opte } h = 20 \text{cm.}$$

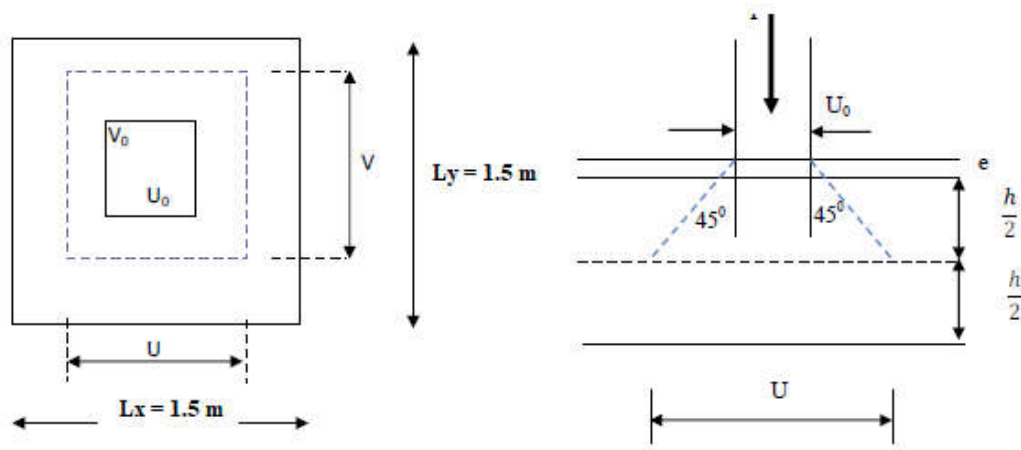


FIGURE 3.19: SCHEMA STATIQUE DE LA SALLE MACHINE.

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$\text{On a : } U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

$$\text{Avec : } \xi = 20\text{cm.}$$

$$e : \text{ revêtement de la dalle (} e = 5\text{cm).}$$

$$\xi = 1 \text{ pour le béton.}$$

$$U_0 = V_0 = 80\text{cm.}$$

$$\text{On aura : } U = V = 110\text{cm.}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

4.6 Calcul des moments M_x et M_y du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

$$M_x = q_u(M_1 + \nu M_2).$$

$$M_y = q_u(i + \nu M_1).$$

ν : coefficient de poisson ; $\nu = 0$ à l'ELU.

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.069$$

$$P_u = 1.35 P = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{1x} = M_1 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = M_2 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

4.7 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91)

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.74 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{2y} = \mu_y \times M_x$$

On a : $\rho = l_x / l_y = 160 / 160 = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens.

D'après le tableau :

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_{2x} = 0.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y} = 0.92 \text{ KN.m}$$

4.8 Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 11.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 11.06 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_i = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.06 = 9.401 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 11.06 = -3.32 \text{ KN.m}$$

4.9 Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens x-x

• En travée :

$$M_{ut} = 9.401 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9401}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.020 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,020}) = 0.025$$

$$\bullet \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,989$$

$$\bullet \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9401}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm², avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis :

$$M_{uap} = -3.32 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3320}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.007 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007}) = 0.0088$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,996$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3320}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 25 cm.

Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

□ □ **En travée :**

$$M_{ut} = 9.401 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9401}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.020 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,020}) = 0.025$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,989$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9401}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm², avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis :

$$M_{uap} = -3.32 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3320}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.007 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007}) = 0.0088$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,996$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3320}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

□□ **En travée :**

$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2$ soit $4\Phi10/\text{ml}$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$).

Avec : un espacement $St = 25 \text{ cm/ml}$

□□ **Aux appuis :**

$A_{st} = 0.53 \text{ cm}^2$ soit $4\Phi10/\text{ml}$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$).

Avec : un espacement $St = 25 \text{ cm/ml}$

Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

Sens x-x : $A_{st} = 4\Phi10$ ($A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$).

$$\rho = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

Avec :

ρ_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$\rho_0 = 0.8\text{‰}$ (HA de classe FeE400)

$$A_x \geq b \cdot h \cdot \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 * 20 * 0.0008 * \frac{1}{2} * (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\text{min}} = 1.2 < 3.14 \text{ cm}^2$.

Condition vérifiée.

Sens y-y : $A_{st} = 4\Phi10$ ($A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$).

$$\rho = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq b \cdot h \cdot \rho_0 * \frac{1}{2} * \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq 100 * 20 * 0.0008 * \frac{1}{2} * (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\text{min}} = 1.6 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$.

Condition vérifiée.

4. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

Sens principal :

$St = 25 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$

Condition vérifiée.

Sens perpendiculaire :

$$St = 25\text{cm} \leq (3h = 60\text{cm} ; 33\text{cm})$$

Condition vérifiée.

1. Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times (f_{c28}/\gamma_b)$$

P_u : charge de calcul à l'ELU.

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.10+1.10) = 4.4\text{m}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 20 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 660 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

2. Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2v+u} = \frac{121.5}{2 \times 1.1 + 1.1} = 36.82 \text{ KN.}$$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36820}{1000 \cdot 180} = 0,205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

• Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :

On doit vérifier : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm.}$

$$\emptyset = 10\text{mm} \leq \emptyset_{\max} = 20 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

3.5.8. Vérification à l'ELS :

1. Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$ à l'ELS.

$$q_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.069$$

$$M_{x1} = q_s(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s(M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$P \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad 0.4 \leq | \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

D'après les tables de PIGEAX on tire les valeurs :

$$\mu_x = 0.0442; \quad \mu_y = 1.000$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.1(1) + 1(1) = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = M_{y2} \quad q = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0442 \times 7.1 \times 1.6^2 = 0.803 \text{ KN.m}$$

1. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.452 + 0.803 = 8.26 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis. Y

Sens x-x et sens y-y :

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 8.26 = -2.478 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.26 = 7.021 \text{ KN.m}$$

4. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (Art A.

- **Contrainte dans le béton :**

Sens x-x :

- **En travée :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50 y_1^2 + 47.1 y_1 - 847.8 \quad y_1 = 3.7 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 3.7^3) / 3 + 15 * 3.14 * (18 - 3.7)^2 = 11319.9 \text{ cm}^4$$

4.10 Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (7021 / 11319.9) * 3.7 = 2.29 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.10.1 État limite d'ouvertures des fissures

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_{s \leq} \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 7021 / 11319.9 * (18 - 3.7)) = 133.04 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 133.04 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

4.10.2 État limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.6} = 0.125$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{7.021}{10 * 7.021} = 0.1$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b * d} = \frac{3.14}{18 * 100} = 0.00174$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

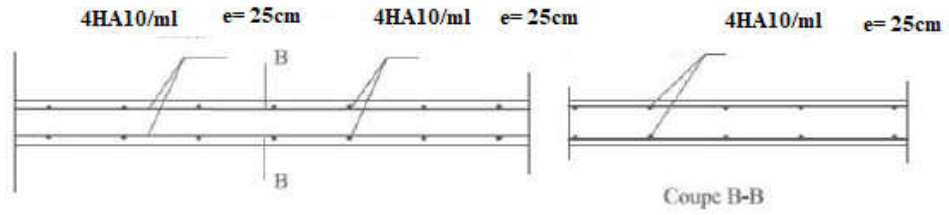
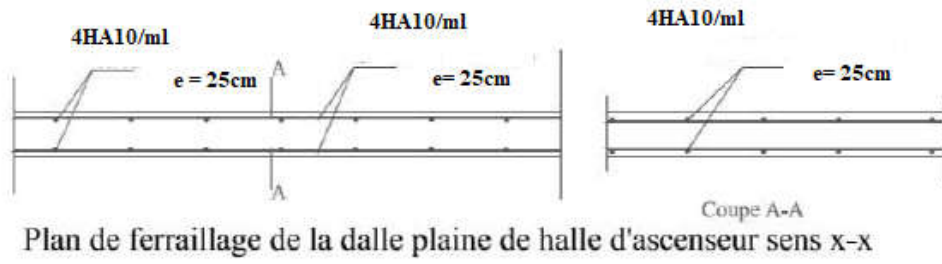


FIGURE 3.20 : FERRAILAGE DE DALLE PLEINE DU HALL D'ASCENSUR.

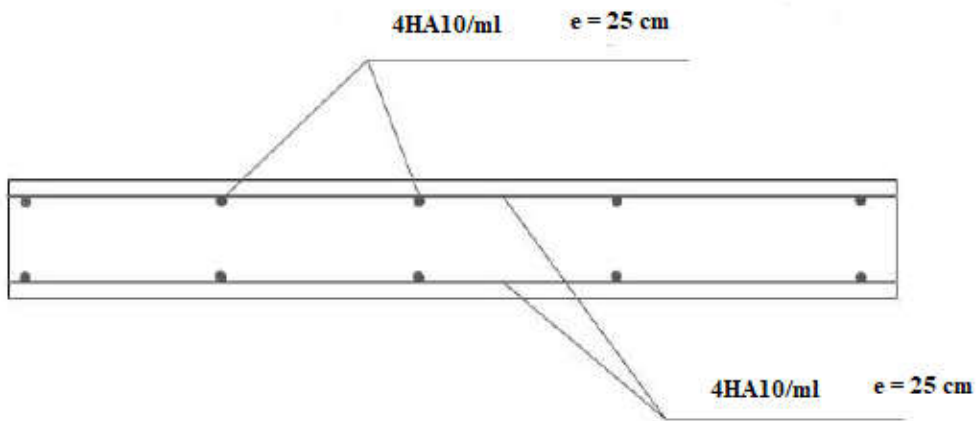


FIGURE 3.21 : PLAN DE FERRAILAGE DE LA DALLE TRIANGULAIRE.

CHAPITRE 4 : étude sismique

INTRODUCTION :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

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

Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques qui peuvent être déterminées par trois méthodes suivantes :

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

Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la stabilité de la structure, telles que : une ductilité suffisante et une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA99/v2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • Tout groupes.

Zone IIa : • Groupe d'usage 3

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

Zone IIb et III :

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

Les méthodes dynamiques

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.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Classification de l'ouvrage selon les rpa99 /v2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Oran donc en **zone IIa** ;
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le **Groupe 2** ;
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie **S2**.

Choix de la méthode :

- Dans le cas de notre structure, nous allons utiliser la méthode modale spectrale pour calculer les différents paramètres de la réponse, vue la précision de cette méthode par rapport à la méthode statique équivalente qui est une méthode approchée. Toutefois cette dernière sera utilisée pour vérification.
- La méthode dynamique modale spectrale consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel de calcul **Auto desk ETABS Structural Analysis Professional** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers.

Calcul de la force sismique S_{statique} :

La force sismique totale S_{statique} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{statique}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

Classification du site :

Selon le tableau (2.3) du RPA99/version 2003, les sites sont classés en 4 quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné

tableau (4.1)

Zone	Groupe d'usage	A
Ila	02	0,15

par le
du

RPA99/version2003, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période (T). (Article 4.2 du RPA99/v2003).

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

Facteur de correction d'amortissement (η) :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	En béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6%	4%	10%

Tableaux : pourcentage d'amortissement critique ξ (%).

Il est donné par le tableau (4.2) du RPA99/v2003

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

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

$$\text{Sans voiles : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7$$

$$\text{Avec voiles : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7$$

$$\text{On prendra : } \xi = 10\% \Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,76 \rightarrow CV. \text{ (formule 4.3 RPA99/v2003)}$$

Périodes caractéristiques (T1, T2) :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA 99/v2003.

Site	T ₁ (s)	T ₂ (s)
Catégorie	0,15	0,40

Estimation de la période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = C_T \times h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)}$$

Avec :

$h_N = 37.74$ m, hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Système de contreventement	Coefficient (C _T)
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VI.1 : Coefficient C_T.

$$T = 0,09 \times 31.62^{(3/4)} = 1.23 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{d}$$

Où d est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} d_x = 26.25 \text{ m} \\ d_y = 15.75 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0.56 \text{ s} \\ T_y = 0.72 \text{ s} \end{cases}$$

. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur est donnée par le tableau (4.3) du RPA99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement	Coefficient (R)
Voiles/Murs	3.5

Tableau VI.2 : Coefficient de comportement.

Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 d

Tableau : Valeurs des pénalités (p_q).

Critère "q"	P_q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Pour des questions de sécurité on préfère que les 2 dernières conditions ne sont pas vérifiées, on se trouve donc, avec une seule condition vérifiée, celle de la régularité en élévation, par conséquent : $Q = 1,20$.

Le poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du RPA 99/v2003. On a un bâtiment à usage d'habitation donc

$$\beta = 0,20.$$

Le poids total de la structure est donné par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation :

$$W_T = 46372.54\text{kN}$$

Étapes à suivre pour la modélisation de la structure :

- Entrer les distances entre axes du modèle étudié ;
- Spécifier les propriétés des matériaux utilisées ;
- Définir les sections des éléments structuraux de l'ouvrage ;
- Définir les cas de charges (statiques, dynamiques) ;
- Définir les combinaisons d'action (sismique, ultime et service) ;
- Spécifier le nombre de mode à considérer ;

Démarrer le calcul du problème, analyser les résultats obtenus selon les recommandations du RPA, apporter les corrections au modèle s'il y a lieu.

Tableau 4.3 analyse modale

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	RZ
1	0.794	0.211	70.270	0.211	70.270	0.758
2	0.712	45.265	0.005	45.476	70.274	21.850
3	0.559	19.642	1.005	65.117	71.280	47.185
4	0.219	0.000	12.686	65.117	83.966	0.367
5	0.179	4.447	0.388	69.565	84.354	9.089
6	0.132	13.571	0.187	83.136	84.540	3.600
7	0.104	0.008	4.603	83.144	89.143	0.255
8	0.083	0.893	0.168	84.037	89.310	4.062
9	0.063	0.017	2.442	84.054	91.753	0.061
10	0.056	5.648	0.002	89.702	91.755	0.745
11	0.050	0.386	0.066	90.088	91.820	2.143
12	0.044	0.001	1.655	90.089	93.475	0.042

Caractéristiques géométriques des voiles :

Rappel :

- ✓ **Dalle :**
 - Nous avons que de dalles pleines de 20 cm d'épaisseur.
- ✓ **Voile :**
 - e = 30 cm
 - **Voiles périphériques :**
 - e = 15cm
- ✓ **Poutres :**
 - Poutres noyées principales = (30 × 60) cm²
 - Poutre noyées secondaires(chainages) = (55 × 20)

Tableau4.3 modale analyse

Remarque

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 \cdot T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 \cdot T_{empirique}$	$T = 1,3 \cdot T_{empirique}$

Tableau 4.4 Période choisie pour le calcul du (D).

Avec : $T_{analytique} = 0.712$ s

• $T_{(analytique)} = 0.712$ s $\geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0.56$ s $\Rightarrow T_{(x majoré)} = 1,3 \times 0.56 = 0,728$ s

⇒ **T=1,3. T_{empirique}**

• **T_{y(analytique)} = 0.79 s ≤ 1,3 T_{y(empirique)} = 0.72s ⇒ T_{y(majoré)} = 1,3×0.72 = 0.936 s**

⇒ **T = T_{empirique}**

$$\text{on a : } \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3,0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.46 \\ D_y = 1.29 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_{x\text{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1.46 \cdot 1.20}{3,5} \cdot 46372.54 = 3487.29 \text{ KN} \\ V_{y\text{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1.29 \cdot 1.20}{3,5} \cdot 46372.54 = 3087.59 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 80\% V_{x\text{statique}} = 2789.83 \text{ KN} \\ 80\% V_{y\text{statique}} = 2470.07 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **interprétation des résultats :**

- **La période propre numérique (analytique) :** T_(analytique) = s

La valeur de T calculée ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

T_{analytique} = s < 1,30 T_{emp} = s.....condition vérifiée

Donc, **T=1,3 T_{empirique}**(voir tableau : Période choisie pour le calcul du (D).)

- Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (yy) ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 13^{ème} mode pour le sens (xx) et le sens (yy).

-Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003 :

Direction xx : 12^{ème} mode : Masse cumulée = 90,089 %

Direction yy : 13^{ème} mode : Masse cumulée = 93,475%

Condition de vérification : Masse cumulée > 90%

d) **Représentation graphique du spectre** Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (xx) ;

Méthode d'analyse modale spectrale :

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. L'action sismique est représentée par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative « Sa/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties. Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :
g : accélération de la pesanteur.

Force sismique par la méthode modale spectrale :

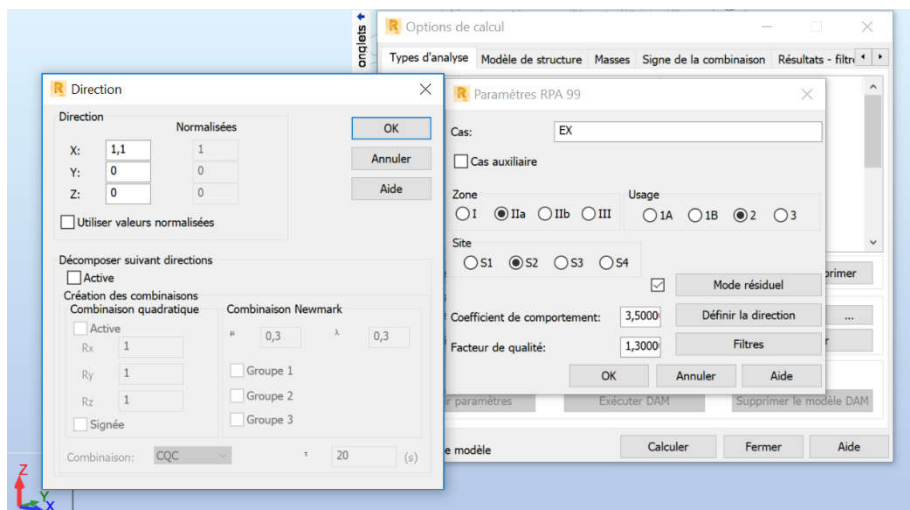
Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ETAPS » est :

Sens	V_{st} (kN)	$0,8V_{\text{st}}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{\text{dyn}} \geq 0,8V_{\text{st}}$
X	3487.29	2789.83	2873.22	CV
Y	3087.59	2470.07	2589.29	CV

Tableau 4.5 Les forces sismiques des deux directions.

La force sismique à la base obtenue par la méthode d'analyse modale spectrale dans le sens X **ne dépasse pas** 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , pour solutionner cet inconvénient, selon le **ART 4.3.6 RPA99/v2003**, il y a eu une nécessité à augmenter les paramètres de la réponse. Nous avons opté pour une augmentation du **facteur de 1 à 1,1**, proportionné par le rapport $0,8V_{\text{yst}}/V_{\text{dyn}}$ qui nous a donné les résultats suivants



Facteur dynamique

Calcul de la force sismique selon la hauteur :

Selon le Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des force s sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_i - force concentrée au sommet de la structure.

$$F_{t,x,y} = 0,25 \cdot V$$

$$F_{t,x,y} = 0,07 \cdot T_{x,y} \cdot V \Rightarrow T > 0,7 \text{ secondes}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Les résultats des forces sismiques selon la hauteur à la base du différent niveau sont regroupés dans le tableau suivant :

	SENS X	SENS Y
Étages	FX [kN]	FY [kN]
Sous-sol	350.34	310.18
RDC	468.37	414.69
Etage 1	328.72	291.05
Etage 2	328.72	291.05
Etage 3	328.72	291.05
Etage 4	328.72	291.05
Etage 5	328.72	291.05
Etage 6	328.72	291.05
Etage 7	327.96	290.37
Etage 8	368.27	326.06

Tableau 4.6 Les valeurs des forces sismiques selon la hauteur de chaque niveau.

Evaluation des excentricités :

- **Centre de masse :**

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à niveau d'étage (i). Chaque étage possède un centre de gravité $R_{(x,y)}$ à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau (i) d'un bâtiment de (n) étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante (V_i) appliquée au même étage. (V_i) étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i). Elle passe par le

centre de gravité $R_{(x,y)}$ de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage (i). Le centre de gravité des masses $R_{(x,y)}$ est exprimé par les coordonnées R_x et R_y suivants :

$$R_x = \frac{\sum_{i=i+1}^n m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad \text{et} \quad R_y = \frac{\sum_{i=i+1}^n m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

- **Centre de rigidité :**

C'est le point passage de la ligne d'application (V_i), telle que la rotation relative de deux planchers successifs (i et $i+1$), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité" $G_{(x,y)}$ des éléments structuraux verticaux du niveau (i). Le centre de rigidité $G_{(x,y)}$ est exprimé par les coordonnées G_x et G_y suivants :

$$G_x = \frac{\sum_{i=i+1}^n I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_i} \quad \text{et} \quad G_y = \frac{\sum_{i=i+1}^n I_{yi} \cdot y_i}{\sum I_i}$$

- **L'excentricité théorique :**

$$\begin{cases} ex0 = R_x - G_x \\ ey0 = R_y - G_y \end{cases}$$

Étages	Xg	Xcr	Ex	Ex%	Yg	Ycr	EY	Ex%
--------	----	-----	----	-----	----	-----	----	-----

- **L'excentricité accidentelle :**

$$\begin{cases} ex1 = \max(5\%L_x; ex0) \\ ey1 = \max(5\%L_y; ey0) \end{cases}$$

Avec :

R_x, R_y : Les coordonnées du centre de masse ;

G_x, G_y : Les coordonnées du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OX) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (OY) ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément ;

y_i : L'ordonnée du centre de gravité de l'élément ;

L_x : dimension totale du bâtiment dans la direction X ;

L_y : dimension totale du bâtiment dans la direction Y ;

$ex0$: L'excentricité théorique dans la direction X ;

$ey0$: L'excentricité théorique dans la direction Y ;

$ex1$: L'excentricité accidentel dans la direction X ;

$ey1$: L'excentricité accidentel dans la direction Y ;

Sous-sol	12.93	12.84	0.093	0.4%	05.25	05.10	0.156	1.0%
RDC	12.95	12.27	0.676	2.6%	04.57	05.82	1.243	7.9%
Etage 1	12.96	12.07	0.885	3.4%	04.53	06.11	1.584	10.1%
Etage 2	12.96	12.00	0.951	3.6%	04.53	06.31	1.783	11.3%
Etage 3	12.96	12.01	0.942	3.6%	04.53	06.44	1.912	12.1%
Etage 4	12.96	12.06	0.896	3.4%	04.53	06.53	2.001	12.7%
Etage 5	12.96	12.13	0.829	3.2%	04.53	06.60	2.066	13.1%
Etage 6	12.96	12.20	0.755	2.9%	04.53	06.65	2.121	13.5%
Etage 7	12.97	12.26	0.718	2.7%	04.50	06.71	2.205	14%
Etage 8	12.96	12.27	0.688	2.6%	04.61	06.77	2.159	13.7%

Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 9.

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$ Où :

δ_K -est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure ;

δ_{eK} -est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ;

R -est le coefficient de comportement (R = 3,5) ;

Le déplacement au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est défini par : $\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1})$.

Après analyse des résultats, on obtient le tableau ci-dessus **Récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage**

Étage	$\Delta_{Kdr UX}$ [cm]	$\Delta_{Kdr UY}$ [cm]
Sous-sol	0.0016	0.0014
RDC	0.0026	0.0021
Etage 1	0.0032	0.0026
Etage 2	0.0037	0.0031
Etage 3	0.0041	0.0033
Etage 4	0.0042	0.0035
Etage 5	0.0043	0.0035
Etage 6	0.0042	0.0035
Etage 7	0.0042	0.0033
Etage 8		

Tableau 4.7 Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K \leq 1\% h_e$$

⇒ $1\% h_e = 4,08 \text{ cm}$, donc la condition est vérifiée

Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Appelés aussi effet de second ordre (L'effet P-Δ), se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et aux déplacements « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Δ dépend de :

- La valeur de la force axiale ;
- La rigidité ou la souplesse de la structure ;
- La rigidité des éléments de la structure.

Les règlements RPA99/V2003 (article 5.9), préconise que l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_K = P_k \cdot \Delta_K / V_k \cdot h_k \leq 0.1$$

Tel que :

- Si $\theta_K < 0.1$: les effets de seconds ordres sont négligés ;
- Si $0.1 < \theta_K < 0.20$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

h_k : hauteur de l'étage "k"

Étages	$P_k \text{ Kn}$	$\Delta_k(x) [\text{cm}]$	$\Delta_k(y) [\text{cm}]$	$V_k \text{ KN}$	$H_k \text{ m}$	θ_{Kx}	θ_{Ky}
Sous-sol	4500.68	0.0016	0.0014	310.18	3.06	0.0076	0.0066
RDC	4512.72	0.0026	0.0021	414.69	7.14	0.0040	0.0032
Étage 1	4223.01	0.0032	0.0026	291.05	10.2	0.0046	0.0037

Etage 2	4223.01	0.0037	0.0031	291.05	13.26	0.0040	0,0034
Etage 3	4223.01	0.0041	0.0033	291.05	16.32	0.0036	0.0029
Etage 4	4223.01	0.0042	0.0035	291.05	19.38	0,0031	0.0026
Etage 5	4223.01	0.0043	0.0035	291.05	22.44	0.0028	0.0022
Etage 6	4223.01	0.0042	0.0035	291.05	25.5	0,0024	0.0020
Etage 7	4213.16	0.0042	0.0033	290.37	28.56	0,0021	0.0017
Etage 8	4731.10			326.06	31.62		

Tab 4.8 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

$\theta_{Kx, y} < 0.1 \Rightarrow$ pour chaque niveau "k" et dans les deux directions, l'effet P- Δ **peut être négligé** dans le calcul des éléments structuraux.

Vérification vis-à-vis au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. (Art.4.41 du RPA99/V2003)

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

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

$$M_s = \sum W_i \times X_i$$

Avec

M_s : Moment stabilisant provoqué par les charges verticales.

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

F_i : Forces sismiques au niveau *i*.

Étages	Wi [kN]	hi [m]	Wi*hi [KN.m]	Fi(x)[kN]	hk[m]	Fii*hk [KN.m]	wk * bk * KN. m
Sous-sol	4500.68	3.06	13772.09	350.34	3.06	1072.04	62712.52
RDC	4512.72	4.08	18411.90	468.37	7.14	3344.14	62880.25
Etage 1	4223.01	3.06	12922.42	328.72	10.2	3352.99	58843.48
Etage 2	4223.01	3.06	12922.42	328.72	13.26	4358.89	58843.48
Etage 3	4223.01	3.06	12922.42	328.72	16.32	5364.78	58843.48
Etage 4	4223.01	3.06	12922.42	328.72	19.38	6370.68	58843.48
Etage 5	4223.01	3.06	12922.42	328.72	22.44	7376.58	58834.48
Etage 6	4223.01	3.06	12922.42	328.72	25.5	8382.48	58834.48
Etage 7	4213.16	3.06	12892.27	327.96	28.56	9366.47	58706.19
Etage 8	4731.10	3.06	14477.15	326.8.27	31.62	11644.83	65923.09

W_i : Poids de l'étage i .

X_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage i .

h_i : hauteur du niveau i .

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

La valeur de M_s et M_r suivant X

$M_s = 137087.93$

$M_r = 60633.88$

$$\frac{M_s}{M_r} = 2.26 \text{ CV}$$

Étages	Wi [kN]	hi [m]	Wi*hi [KN.m]	Fi(x)[kN]	hk[m]	Fii*hk [KN.m]	wk * bk * KN. m
Sous-sol	4500.68	3.06	13772.09	310.18	3.06	946.16	62712.52
RDC	4512.72	4.08	18411.90	414.69	7.14	2960.86	62880.25
Etage 1	4223.01	3.06	12922.42	291.05	10.2	2968.69	58843.48
Etage 2	4223.01	3.06	12922.42	291.05	13.26	43859.29	58843.48
Etage 3	4223.01	3.06	12922.42	291.05	16.32	4749.90	58843.48
Etage 4	4223.01	3.06	12922.42	291.05	19.38	5640.51	58843.48
Etage 5	4223.01	3.06	12922.42	291.05	22.44	6531.11	58834.48
Etage 6	4223.01	3.06	12922.42	291.05	25.5	7421.72	58834.48
Etage 7	4213.16	3.06	12892.27	290.37	28.56	8292.93	58706.19
Etage 8	4731.10	3.06	14477.15	326.06	31.62	10310.16	65923.09

la valeur de M_s et M_r suivant y

$M_s = 137087.93$

$M_r = 85681.33$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.599 \text{ CV}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué l'étude sismique, pour l'efficacité et rapidité des calculs nous avons eu recours au logiciel "ETAPS".

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ La période est vérifiée ;
- ✓ Le parentage de participation massique est vérifiées ;
- ✓ L'excentricité est vérifiée ;
- ✓ L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié ;
- ✓ Les déplacements relatifs et maximales sont vérifiées ;
- ✓ La justification vis-à-vis à l'effet P- Δ a était bien mené ainsi comme au renversement.

Le chapitre suivant fera objet l'étude des éléments structuraux (voiles et poutres noyées), nous espérant dans ce chapitre étudier tous les éléments porteurs avec les nouvelles modifications apportées après avoir simulée la structure sur le logiciel ETAPS

CHAPITRE 5

Étude des éléments structuraux

5 ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction :

Pour pouvoir déterminer les différentes sollicitations et les déformations dans les éléments de la structure, on doit déterminer les différentes combinaisons de calcul.

Les combinaisons qu'on doit utiliser sont :

- Pour d'état limite ultime (ELU)..... $1,35G+1,5G$.
- Pour l'état limite de service (ELS)..... $G+Q$.
- Pour l'état sismiques..... $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$.

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments résistants s'effectue selon le règlement **BAEL91**, et les vérifications selon le règlement **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- ✓ Les voiles.
- ✓ Les poutres noyées

5.1 Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

5.2 Poutre

Introduction :

Les poutres noyées sont des poutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

5.2.1 Les moments fléchissant des poutres :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis le logiciel ETAPS

Combinaisons d'actions :

- Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

- ELU : 1,35G + 1,5Q
- ELS : G + Q

- Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Tableau des sollicitations :

Poutres		M_{max}^t (kN. m)			M_{max}^a (kN. m)			T (kN)
Combinaisons	ELU	ELS	G+P+E	ELU	ELS	G+P+E		
Poutres								
principales	76.39	55.88	226.39	-76.61	-56.27	-193.98	-193.45	
(60x30)								
Poutres								
secondaires	158.59	114.03	120.22	-286.87	-206.32	-227.40	-286.87	
(20x55)								

TABLEAU 5.1 : RESULTATS DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS DONNES PAR AUTODESK ETABS

Poutres principales :

- Calcul des armatures longitudinales :

- a) En travée :

- ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \sigma_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{76.39}{14.2 * 60 * 27^2} = 0.123 < \mu_l = 0.392 \text{ (feE400)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \sigma_s = \frac{f_{eE}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.934$$

$$\text{Donc } A_t = 8.76 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T16+3T10

- **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 2.19$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{60 \times 13.28^3}{2} + 15 \times 8.76(27 - 13.28) = 72063.99 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 13.28 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 118.26$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 13.28^3}{3} + 15 \times 8.76(27 - 13.28)^2$$

$$I = 49664.367 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{55.88 \cdot 1000}{49664.367}$$

$$k_1 = 1.125$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 14.94 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appui :

- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{-76.61}{14.2 \cdot 30 \cdot 54^2} = -0.246 < \mu_l = 0.392 \text{ (feE400)}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \sigma_s = \frac{f_{eE}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = 0.88 \rightarrow A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = 6.758 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot Au}{b} = 1.689$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{60 \times y_1^3}{2} + 15 \times -4.07(54 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11.38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 91.206$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 11.38^3}{3} + 15 \times 6.758(27 - 11.38)^2$$

$$I = 54207.90007 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{-56.27 \cdot 1000}{54207.90007}$$

$$k_1 = -1.038$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = -11.81 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

Poutres noyées secondaires (Chainages) :

- a) **En travée :**

- **ELU :**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \sigma_b = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{158.59 \cdot 1000}{14.2 \cdot 55 \cdot 19.8^2} = 0.518 \quad \mu l = 0.392 \text{ (feE400)}. \text{ Donc } A' \text{ existe}$$

- **Calcul des armatures (" Par la méthode de superposition ") :**

- **Calcul de moment résistant ultime :**

$$M_1 = \sigma_b \cdot \mu l \cdot b \cdot d^2$$

$$M_1 = 14.2 \cdot 0.392 \cdot 55 \cdot 19.8^2$$

$$M_1 = 120023.8301 \text{ N.m} = 120.023 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment résiduel :**

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\Delta M = 158.59 - 120.023$$

$$\Delta M = 38.567 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier : $\Delta M \leq 0.4M_{\max}$

$$\Delta M = 38.567 < 0.4 * 158.59 = 63.436 \text{ CV}$$

○ **Calcul des armatures tendues A1 :**

$$A1 = \frac{M1}{\sigma_s * \beta l * d}; \beta l = 1 - 0.4\alpha l; \alpha l = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu l})$$

$$\beta l = 0.7324$$

$$A1 = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$A2 = \frac{\Delta M}{\sigma_s(d - \delta' d)} = \frac{38.567 * 1000}{348 * (19.8 - 2.2)} = 6.293 \text{ cm}^2$$

○ **Calcul des armatures comprimées A' :**

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_s(d - \delta' d)} = \frac{110.580468}{348 * (19.8 - 2.2)} = 6.293 \text{ cm}^2$$

○ **Conclusion :**

$$A = A1 + A2 = 31.42 + 6.293 = 37.713 \text{ cm}^2$$

$$A' = A2 = 6.293 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

○ **Position de l'axe neutre :**

○ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 * Au}{b} = 1.716$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{100 \times y_1^3}{2} + 15 \times 24.08(54 - y_1) = 57125.2608$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 10.136$$

$$E = 2 * d * D = 67.9536$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{55 \times 10.136^3}{3} + 15 \times 6.293(19.8 - 10.136)^2$$

$$I = 27907.37467 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{114.03}{27907.37467}$$

$$k_1 = 0.04$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 14.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

b) En appui :

- **ELU :**

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2}; \sigma_b = 0.85 * \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{286.87}{14.2 * 55 * 19.8^2} = 1.06 > \mu_l = 0.392 (f_{eE400}), \text{ Donc } A' \text{ existe.}$$

- **Calcul des armatures ("par la méthode de superposition ") :**
- **Calcul de moment résistant ultime :**

$$M_1 = \sigma_b * \mu_l * b * d^2$$

$$M_1 = 14.2 * 0.392 * 55 * 19.8^2$$

$$M_1 = 120023.8301 \text{ N.m} = 120.023 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment résiduel :**

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\Delta M = 146.179 - 120.023$$

$$\Delta M = 26.156 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier : $\Delta M \leq 0.4 M_{\text{max}}$

$$\Delta M = 26.156 < 0.4 * 146.179 = 58.47 \text{ CV}$$

- **Calcul des armatures tendues A1 :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s * \beta l * d}; \beta l = 1 - 0.4 \alpha l; \alpha l = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_l})$$

$$\beta l = 0.7324$$

$$A_1 = 23.78 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\sigma_s(d-\delta'd)} = \frac{26.156}{348*(19.8-2.2)} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures comprimées A' :**

$$A' = \frac{\Delta M}{\sigma_s(d-\delta'd)} = \frac{26.156}{348*(19.8-2.2)} = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = A_1 + A_2 = 23.78 + 4.27 = 28.05 \text{ cm}^2$$

$$A' = A_2 = 4.27 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**
- **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15 \cdot A u}{b} = 4.2075$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{2} + 15A(d - y_1)$$

$$I = \frac{55 \times y_1^3}{2} + 15 \times 28.05(54 - y_1)$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9.36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 166.617$$

- **Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{55 \times 9.36^3}{3} + 15 \times 28.05(19.8 - 9.36)^2$$

$$I = 73193.25 \text{ cm}^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{114.03}{73193.25}$$

$$k_1 = 1.55$$

$$\sigma_{bc} = k_1 \times y_1 = 14.50 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : L'armature calculée à L'ELU convient.

- **Calcul des armatures minimales :**

$$A_{min} \rightarrow \begin{cases} \text{RPA : } 0,5\%b \times h \\ \text{BAEL : } 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \end{cases}$$

Résumée des calculs des ferrillages des poutres :

Poutres (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)	A _{minBAEL} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
----------------------------	--	---	--	-------------------------------------

	A_t	A_a			A_t	A_a
60x30	8.76	8.39	1.95	9	3T16+3T10	3T16
20x55	9.42	16.08	1.31	6.05	3T16+3T12	3T16+5T16

TABLEAU 0.1 : FERRAILLAGE DES POUTRES.

Calcul des armatures transversales :

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{600}{35}; 16; \frac{300}{10}\right) = 16\text{mm}$$

$$\phi_t \leq 16\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

- **Calcul de l'espacement :**

- **Selon le B.A.E.L 91**

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,95 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{ij}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 235}{1,15 \times 30 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 30,65$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$

- **Selon RPA99/V2003**

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow$ soit $St = 10\text{cm}$.

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $St = 15\text{cm}$.

Section d'armature des barres transversales d'après le RPA99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St' \times b = 2,03 \text{ cm}^2$

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$$L_r = 40\phi_1 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}.$$

Vérification de l'effort tranchant :

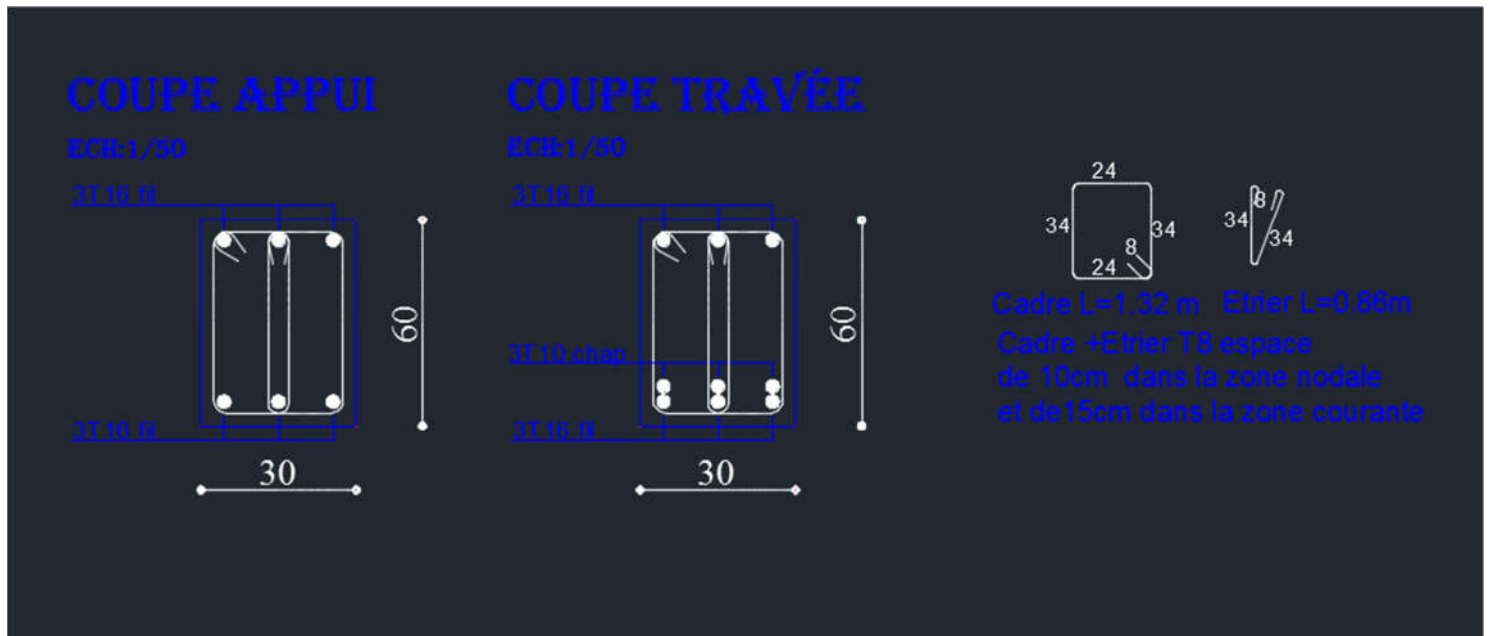
$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

Poutres (cm ²)	T _{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (MPa)
60x30	143.290	0.88	3.33	CV
20x55	143.290	0.88	3.33	CV

TABLEAU 5. 2 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

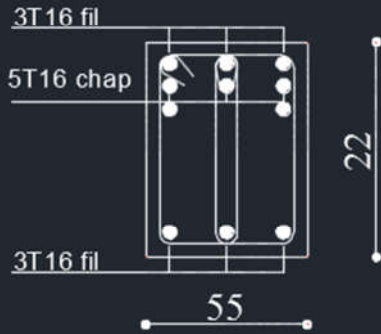
Schémas de ferrailage des poutres noyées principales (60 x 30) cm²



Schémas de ferrailage des poutres noyées secondaires (55*20)

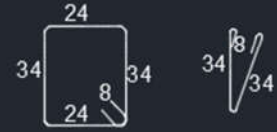
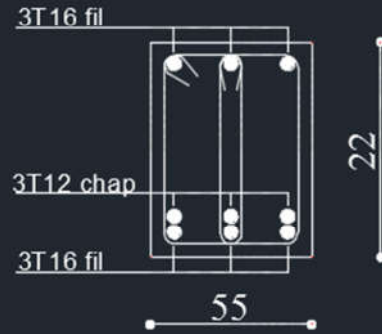
COUPE APPUI

ECH:1/50



COUPE TRAVÉE

ECH:1/50



Cadre L=1.32 m Etrier L=0.86m
Cadre +Etrier T8 espace
de 10cm dans la zone nodale
et de 15cm dans la zone courante

étude des voiles :

Introduction :

La voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges verticales aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres

Les avantages remarquables des voiles de contreventement

- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donnant au bâtiment une inertie thermique appréciable ;
- Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques ;
- Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique au sous-sol.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferraillement vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferraillement horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V , issues des combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le BAEL 91 (situation durable transitoire) $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 (situation accidentelle) $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

Ferraillage des voiles :

Le ferraillage 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 horizontales dues aux séismes.

Prescriptions imposées par RPA99/V2003 :

a) Aciers verticaux :

- Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions suivantes du RPA99/v2003 :
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5.e \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA})$$

$$S \leq 30cm$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- 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 de recouvrement doivent être égales à :
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Sollicitations sur les voiles :

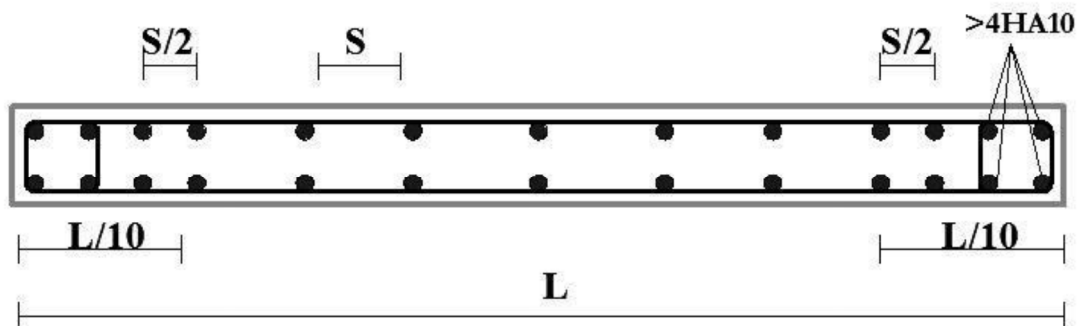
Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures). Soit on aura :

- 1- Section entièrement tendue (SPT).
- 2- Section partiellement comprimée (SPC).
- 3- Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- $N < 0$ un effort de compression.
- $N > 0$ un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U. et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.



DISPOSITION VERTICALE DES ARMATURES DANS LES VOILES.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- 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 de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le renversement 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

Tableau de sollicitations sur les voiles donné par le logiciel ETAPS :

Type	L(m)	e(m)	Combinaison	Nmax(KN)	Mmax(KN.m)	T(KN)
Voiles 1x	1.5	0.30	G+Q+Ey	-84.91	0	-1.622
			G+Q+EX	-1131.5	-143.13	62.896
			0.8G+EY	86.14	688.36	32.739
			0.8G+EX	-1131.5	-143.13	-1.174
			ELU	59.14	-47.473	45.36
			ELS	-69.67	46.44	23.329
Voiles 1y	1.5	0.30	G+Q+Ey	5.28	-114.01	-2.299
			G+Q+EX	-89.7	-5664.5	66.431
			0.8G+EY	427.68	689.867	64.235

	0.8G+EY	28.62	9844.21	27.417
	ELU	384.26	15.012	19.916
	ELS	-8.18	2016.36	-43.716

Les voiles V1 (L=1.5m):

Ferrailage verticale

- **Combinaison accidentelle** $\Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$M_{\max} = 688.36 \text{KN.m}$$

$$N_{\max} = 86.14 \text{KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 1.5/2 = 0.75$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.08 \text{m}^4$$

$$\sigma_t = 4572.53 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_c = 351.59 \text{KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{Tg} \alpha = \frac{\sigma_c \cdot t}{L1 - LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \cdot L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) \cdot LT = \sigma_t \cdot L$$

$$LT = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{4572.53 \cdot 1.4}{351.59 + 4572.53} = 1.30 \text{m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma_t \cdot S$$

$$S = \frac{b \cdot L_T}{2} = 0.225 \text{ m}$$

$$F_t = \sigma_t \cdot S = 1028.81 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F_t}{f_e} = \frac{1028.81 \cdot 10^{-3}}{400} = 2.57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 25.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 7.35 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- **Selon BAEL91 :**

$$S_t \leq \min(2a; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2 \cdot 35; 33)$$

$$S_t \leq \min(70; 33)$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

- **Selon RPA99/V2003 :**

$$S_t \leq \min(1.5a; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min((52.5; 30) \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- **D'après le RPA99/V2003 :**

Zone d'about : $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 7.35 \text{ cm}^2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 4.9 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

- **Armatures finales :**

$$A = \max(A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 25,7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Pour les deux nappes du mur voile.}$$

Espacement :

$$S_t = \min(1,5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

$$S_t' = 10 \text{ cm} \text{ en zone d'about.}$$

Choix des armatures appliquées :

- **Armatures verticales :**

On prend :

$$A_v \text{ (zone d'about)} = 8 \text{ T16} = 12,32 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux nappes du mur voile).}$$

$$A_v \text{ (zone courante)} = 8 \text{ T16} = 18,47 \text{ cm}^2 \text{ (Pour les deux nappes du mur voile).}$$

Donc :

A_v (totale) = 16T16 = 30,79 cm² (pour les deux nappes du mur voile).

- Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{A_{vtotale}}{4} = 7,70 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_h = 10T12 = 11,31 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

On prend :

A_t (zone d'about) = cadre Φ_8 .

Tableau 0.3 : **Recapitulatif de ferrailage des voiles V1.**

A_t (zone courante) = 4 épingle / m²

Longueur de recouvrement

$L_r = 40 \phi = 40 \times 1,4 = 48 \text{ cm}$. Soit : $L_r = 56 \text{ cm}$

Ferrailage horizontale :

D'apres RPA 99 version 2003

Si $\tau b \leq 0.025 f_c 28$ $A_t \geq 0.15 \% b * a$

si $\tau b > 0.025 f_c 28$ $A_t \geq 0.25 \% b * a$

$$\tau b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V = 1.4 V_{max}$$

V_{max} : L'effort tranchant maximum

$$V_{max} = 119.827 \text{ KN}$$

$$\tau b = \frac{1.4 * 119.827 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 1.4} = 0.380 < 0.025 f_c 28 = 0.650$$

$A_t \geq 0.15 \% b * a$

A_t

$$A_t \geq 0.15 * 100 * 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre $D = 12 \text{ mm}$

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voiles 1x	6T16+4T14	15	T12	15	Φ_8
Voiles 1y	6T16+4T14	15	T12	15	Φ_8

Vérification des contraintes de cisaillement de la voile V1 :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{V}{b*d}$$

$$V = 1.4V_{max}$$

Les voiles V2 (L=2.5m) :

Type	L(m)	e(m)	Combinaison	Nmax(KN)	Mmax(KN.m)	T(KN)
Voiles 2x	2.5	0.35	G+Q+Ey	-6488.656	-308.172	158.136
			G+Q+EX	6220.948	-3041.587	762.449
			0.8G+EY	-5756.211	-308.151	142.36
			0.8G+EX	-5843.531	-3034.542	606.785
			ELU	6247.576	-7.847	139.49
			ELS	840.207	0.793	29.14
Voiles 2y	2.5	0.35	G+Q+Ey	-2287.517	-877.882	241.779
			G+Q+EX	1500.883	-51.353	128.767
			0.8G+EY	-2032.156	-876.978	241.759
			0.8G+EX	-2265.774	-165.654	121.6
			ELU	2242.753	81.098	6.934
			ELS	311.59	16.479	0.391

Tableau 5.4 de sollicitations pour les voiles V2.

Ferrailage verticale :

Combinaison accidentelle $\Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$M_{max} = -3041.587 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 6220.948 \text{ KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M*V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M*V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 1.4/2 = 1.25 \text{ m}$$

$$I = \frac{b*h^3}{12} = 0.4557 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = 15425.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = -1233.51 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Tg} \alpha = \frac{\sigma_c - t}{L1 \quad LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} * L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma t(L-L1)}{\sigma c}$$

$$(\sigma c - \sigma t) * LT = \sigma t * L$$

$$LT = \frac{\sigma t * L}{\sigma c + \sigma t} = \frac{15425.82 * 2.5}{1233.51 + 15425.82} = 2.31 \text{ m}$$

$$\sigma t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma t * S$$

$$S = \frac{b * LT}{2} = 0.40 \text{ m}$$

$$Ft = \sigma t * S = 6170.328 \text{ KN}$$

$$A = \frac{Ft}{Fe} = \frac{6170.328 * 10^{-3}}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15\% * b * h = 0.13 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- Selon BAEL91: $St \leq \min(2a; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 * 35; 33)$$

$$St \leq \min(70; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon RPA99/V2003 : $St \leq \min(1.5a; 30) \text{ cm}$

$$St \leq \min((52.5; 30) \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{ cm}$$

Le choix : 8T16

Ferrailage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003 :

- Si $\tau b \leq 0.025 f_{c28}$ $At \geq 0.15\% b * a$

- Si $\tau b > 0.025 f_{c28}$ $At \geq 0.25\% b * a$

$$\tau b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V = 1.4 V_{max}$$

V_{max} : L'effort tranchant maximum

$$V_{max} = 606.785 \text{ KN}$$

$$\tau b = \frac{1.4 * 762.449 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 2.5} = 0.142 < 0.025 f_{c28} = 0.650$$

$$At \geq 0.15\% b * a$$

$$At \geq 0.15 * 100 * 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre **D=12mm**

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voiles 2x	8T16+4T14	15	T12	15	Ø8
Voiles 2y	8T16+4T14	15	T12	15	Ø8

TABLEAU DE

FERRAILAGE POUR LES VOILES 2.

Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{V}{b*d}$$

$$V = 1.4V_{max}$$

Type	Combinaison	Vmax	τb	0.2fc28	Observation
Voiles 2x	0.8G+E	606.785	1.07	5	CV
	G+Q+E	762.449	1.35	5	CV
	ELU	139.490	0.247	5	CV
Voiles 2y	0.8G+E	241.759	0.429	5	CV
	G+Q+E	241.779	0.429	5	CV
	ELU	6.671	0.011	5	CV

VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DES VOILES V2

Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 2x : Nmax=6247.576KN

$$V = \frac{6247.57*10^{-3}}{0.35*25} = 0.71 > 0.3 \text{ CNV}$$

Pour les voiles 2y : Nmax=2242.753KN

$$V = \frac{2242.753*10^{-3}}{0.35*25} = 0.256 > 0.3 \text{ CV}$$

Les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (V3) :

Type	L(m)	e(m)	Combinaison	Nmax(KN)	M.core(KN.m)	T(KN)
Voiles 3x	2.55	0.35	G+Q+EY	-1867.401	290.94	61.188
			G+Q+EX	-706.289	-2710.786	510.676
			0.8G+EY	-1712.327	-290.791	60.899
			0.8G+EX	-2872.239	-2733.555	496.021
			ELU	1646.895	19.065	12.293
			ELS	112.572	3.757	2.24
Voiles 3y	3.10	0.35	G+Q+Ey	-2912.303	-2984.277	433.917
			G+Q+EX	2712.638	-263.284	178.763
			0.8G+EY	-2642.199	-2982.124	432.252
			0.8G+EX	-2416.122	-502.692	-49.029
			ELU	2691.5	216.21	78.72
			ELS	226.824	59.112	14.245

TABLEAU DE SOLlicitATIONS POUR LES VOILES DE LA CAGE D'ESCALIER ET ASCENSEUR.

voiles V3x (L=3.10m):

Ferrailage verticale V3x (L=2.55m):

Combinaison accidentelle $\Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$

$$M_{\max} = -290.94 \text{KN.m}$$

$$N_{\max} = 1867.401 \text{KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 2.55/2 = 1.27 \text{m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.483 \text{m}^4$$

$$\sigma_t = 1327.32 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_c = -525.345 \text{KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L1} - \frac{t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} * L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) * LT = \sigma_t * L$$

TABLEAU DE FERRAILAGE POUR LES VOILES DE LA CAGE D'ESCALIER ET ASCENSEUR (L=2.55M).

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{1327.32 \cdot 2.55}{525.345 + 1327.32} = 1.82 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{S}$$

$$F_t = \sigma_t \cdot S$$

$$S = \frac{b \cdot L_T}{2} = 0.31 \text{ m}$$

$$F_t = \sigma_t \cdot S = 411.46 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{411.46 \cdot 10^{-3}}{400} = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.13 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- Selon BAEL91 : $St \leq \min(2a; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 \cdot 35; 33)$$

$$St \leq \min(70; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon RPA99/V2003 :

$$St \leq \min(1.5a; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq \min((52.5; 30) \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{ cm}$$

Le choix : 8T16

Ferraillage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003

$$\text{Si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \text{ At } \geq 0.15\% b \cdot a$$

$$\text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28} \text{ At } \geq 0.25\% b \cdot a$$

$$\tau_b = \frac{V}{bd} \quad \text{Avec } V = 1.4 V_{\max}$$

V_{\max} : L'effort tranchant maximum

$$V_{\max} = 606.785 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \cdot 762.449 \cdot 10^{-3}}{0.35 \cdot 0.9 \cdot 2.5} = 0.142 < 0.025 f_{c28} = 0.650$$

$$At \geq 0.15\% b \cdot a$$

$$At \geq 0.15 \cdot 100 \cdot 0.35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend un diamètre **D=12mm**

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voile 3xx	10T16+4T14	15	T12	15	Ø8
Voile 3xy	10T16+4T14	15	T12	15	Ø8

Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{V}{b*d}$$

$$V = 1.4 V_{max}$$

Type	Combinaison	Vmax	τb	0.2fc28	Observation
Voile 3xx	0.8G+E	606.785	1.07	5	CV
	G+Q+E	762.449	1.35	5	CV
	ELU	139.490	0.247	5	CV
Voile 3xy	0.8G+E	241.759	0.429	5	CV
	G+Q+E	241.779	0.429	5	CV
	ELU	6.671	0.011	5	CV

Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 2x: Nmax=6247.576KN

$$V = \frac{6247.57*10^{-3}}{0.35*25} = 0.71 > 0.3 \text{ CNV}$$

Pour les voiles 2y: Nmax=2242.753KN

$$V = \frac{2242.753*10^{-3}}{0.35*25} = 0.256 > 0.3 \text{ CV}$$

Les voiles V3y (L=3.10m):

- Ferrailage verticale :

$$\text{Combinaison accidentelle} \Rightarrow G + P \pm E \begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

$$M_{max} = -263.284 \text{KN.m}$$

$$N_{max} = 2712.638 \text{KN}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M*V}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 2.55/2 = 1.55 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.86 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = 2025.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = 1867.564 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\text{Tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L1} = \frac{t}{LT}$$

$$LT = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \cdot L1$$

$$L1 = L - LT$$

$$LT = \frac{\sigma_t(L - L1)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c - \sigma_t) \cdot LT = \sigma_t \cdot L$$

$$LT = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{2025.60 \cdot 3.10}{1867.564 + 2025.60} = 1.61 \text{ m}$$

$$\sigma_t = \frac{Ft}{S}$$

$$Ft = \sigma_t \cdot S$$

$$S = \frac{b \cdot LT}{2} = 0.28 \text{ m}$$

$$Ft = \sigma_t \cdot S = 567.167 \text{ KN}$$

$$A = \frac{Ft}{Fe} = \frac{567.167 \cdot 10^{-3}}{400} = 0.141 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.16$$

- **Diamètre :**

$$D \geq \frac{a}{10} = \frac{35}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 12 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement :**

- Selon BAEL91 : $St \leq \min(2a ; 33 \text{ cm})$

$$St \leq \min(2 \cdot 35 ; 33)$$

$$St \leq \min(70 ; 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon RPA99/V2003 :

$$St \leq \min(1.5a ; 30) \text{ cm}$$

$$St \leq \min((52.5 ; 30) \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend un espacement

$$St = 15 \text{ cm}$$

Le choix : 8T16

Ferraillage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003 :

Si $\tau b \leq 0.025f_c28$ $A_t \geq 0.15\%b * a$

Si $\tau b > 0.025f_c28$ $A_t \geq 0.25\%b * a$

$\tau b = \frac{V}{bd}$ Avec $V=1.4V_{max}$

V_{max} : L'effort tranchant maximum

$V_{max}=606.785KN$

$\tau b = \frac{1.4 * 762.449 * 10^{-3}}{0.35 * 0.9 * 2.5} = 0.142 < 0.025f_c28 = 0.650$

$A_t \geq 0.15\%b * a$

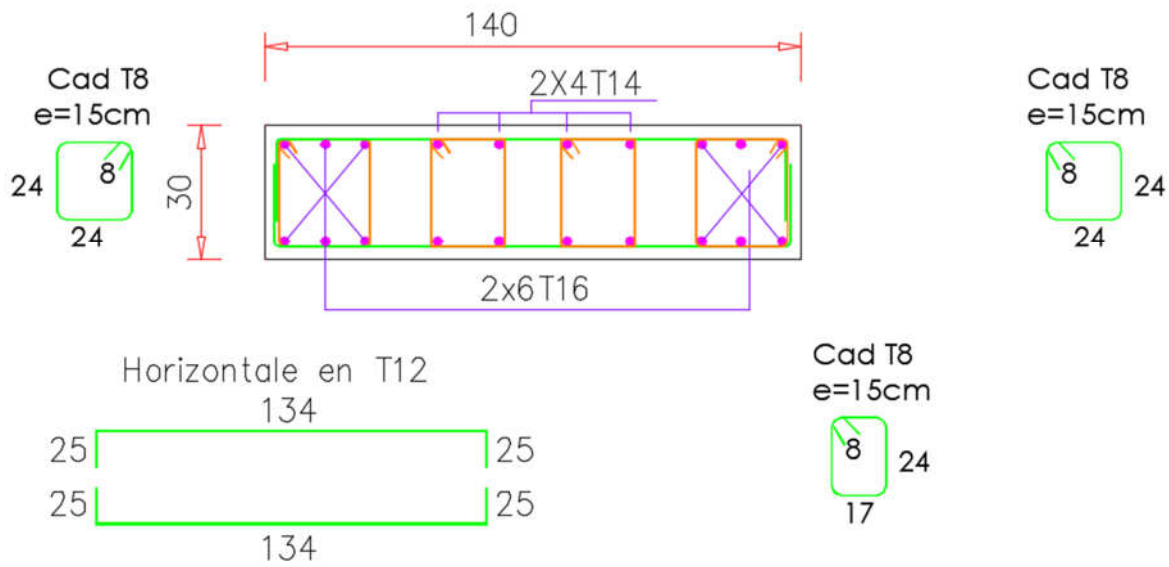
$A_t \geq 0.15 * 100 * 0.35 = 5.25cm^2$

On prend un diamètre **D=12mm**

Type	Ferraillage vertical		Ferraillage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voile 3x	16T16 en zone d'about 26T14 en zone courante	15	T12	15	Ø8
Voile 3y	16T16 en zone d'about 26T14 en zone courante	15	T12	15	Ø8

Tableau5.8 :ferraillage pour les voiles de la cage d'escalier et ascenseur (L=3.10m).

Schéma Ferraillage de voiles



11

Figure 5.1 Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur L=1.40m (voiles 1x et 1y).

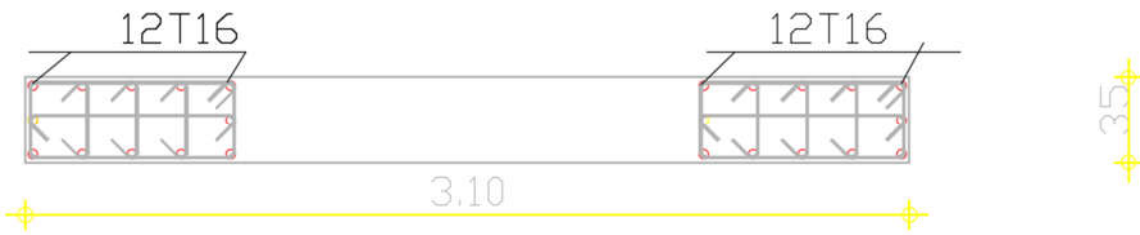
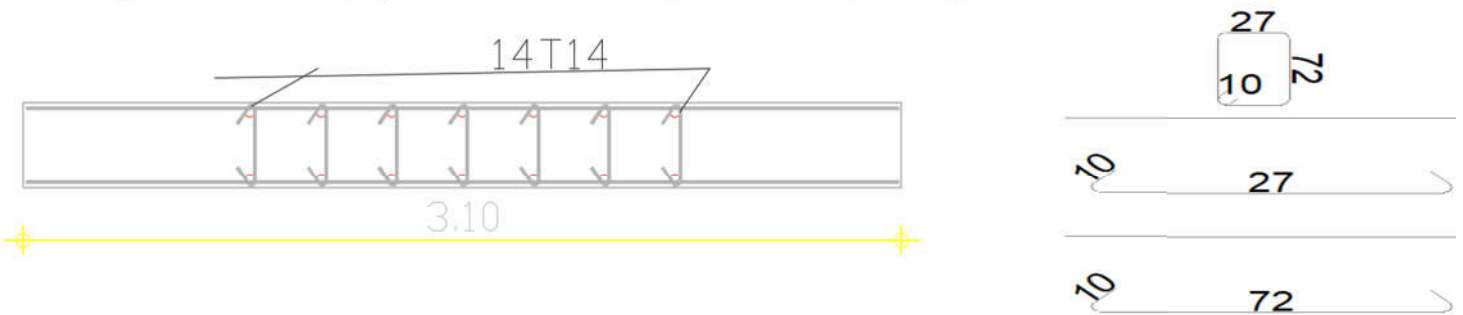
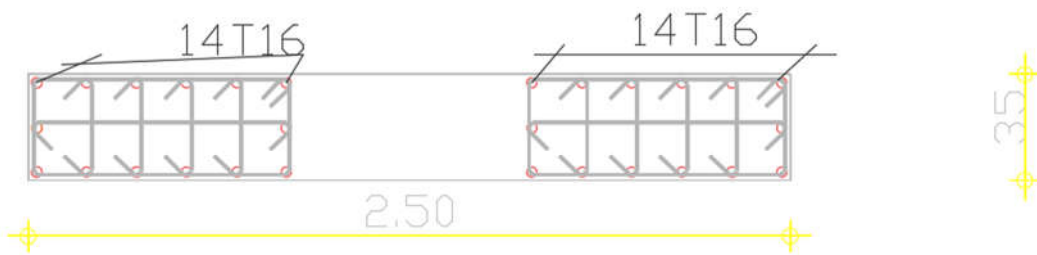


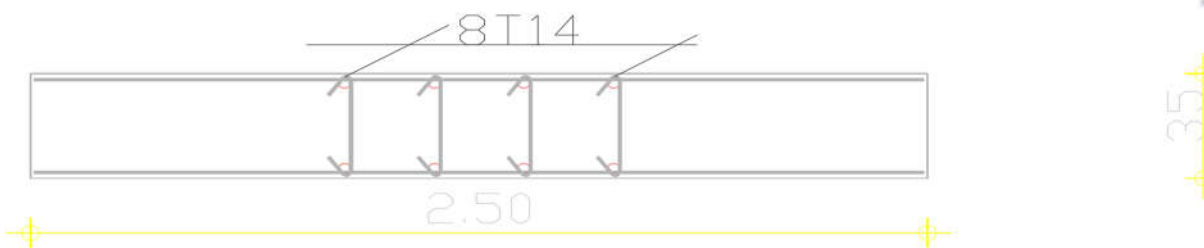
Figure 5.2 ferrailage pour la voile de la cage d'escalier (voiles 3y) en zone d'about



ferrailage pour la voile de la cage d'escalier (voiles 3y) en Zone courante



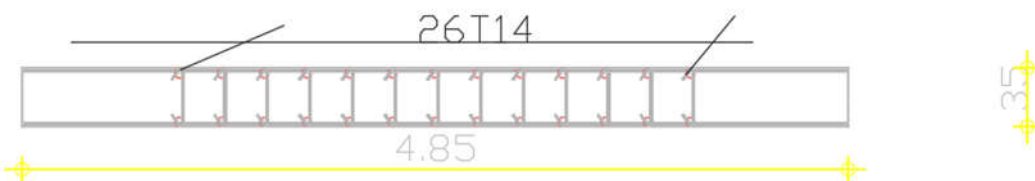
5.3 ferrailage pour la voile d'ascenseur de longueur L=2.50m (Voiles 2x en zone d'about.



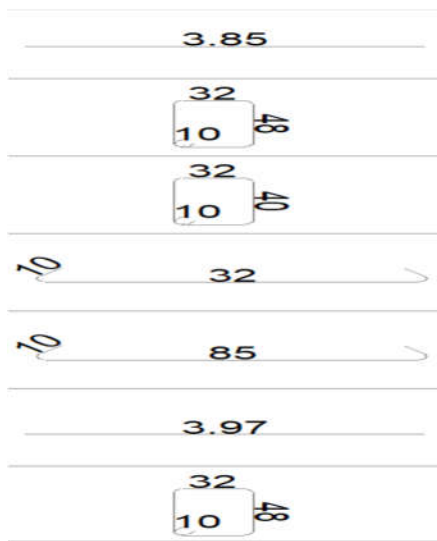
5.4 ferrailage pour les voiles d'ascenseur de longueur L=2.50m (2y) en zone courante



FERRAILLAGE POUR LES VOILES DE LONGUEUR L=4.85M EN ZONE D'ABOUT



FERRAILLAGE POUR LA VOILE DE LONGUEUR L=4.85M EN ZONE COURANTE



Étude du mur voile périphérique :

Le mur voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00). D'après le (RPA99V2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Calcul de la poussée des terres :

Le mur voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes, 1983 – calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé). On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(2.5 \times 3.06) \text{ m}^2$. La contrainte engendrée par la poussée des terres "q" dû au poids volumique des terres est exprimée comme suit : $q = \gamma \times h_e \times A$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

A : coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

φ : angle de frottement de la terre

Pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

Épaisseur du mur :

$e = 20 \text{ cm}$

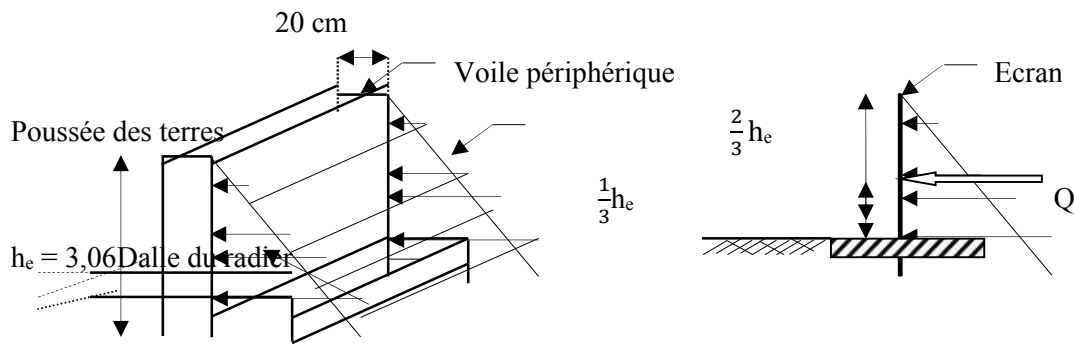


Schéma statique d'une voile périphérique.

$$A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \rightarrow A = 0,333$$

Calcul des sollicitations

$$M_{0x} = M_{0y} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,85M_{0y}$

En appui : $M_{ax} = -0,40M_{0x}$ et $M_{ay} = -0,40M_{0y}$

➤ Combinaison fondamentale

ELUR : $q_u = 1,35\gamma \times h_e \times A \times 1m = 1,35 \times 18 \times 3,06 \times 0,333 \times 1 = 24,76 \text{ kN.m}$

ELS : $q_u = \gamma \times h_e \times A \times 1m = 19,341 \text{ kN.m}$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} L_x = 2,5 \text{ cm} \\ L_y = 3,06 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \rho = 0,816 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,086 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN.m)	23,451	17,371
	M_{0y} (kN.m)	9,896	7,331
Moments en travée	M_{tx} (kN.m)	19,933	14,765
	M_{ty} (kN.m)	8,412	6,231
Moments en appui	M_{ax} (kN.m)	- 9,380	- 6,948
	M_{ay} (kN.m)	- 3,958	- 2,932

5.9 Détermination des moments fléchissant du mur voile.

Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage du mur voile est donné pour une section rectangulaire (100x25) cm²

Sens	Appuis				Travées			
	A _{calculée} (cm ²)			A _{adp} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)			A _{adp} (cm ²)
	A _u ^a	A _s ^a	A _{min} ^a		A _u ^t	A _s ^t	A _{min} ^t	
X	1,20	0,89	3,11	5T12	2,58	1,90	3,11	5T12
Y	0,51	0,38	3,11	5T12	1,08	0,80	3,11	5T12

Sections des armatures longitudinales du mur voile.

Obs : La démarche de calcul des armatures est la même que celle utilisée pour le calcul de la dalle pleine (voir pré dimensionnement de la dalle pleine).

ÉTUDE DES FONDATIONS

Introduction

Les fondations sont des éléments de résistance qui viennent en contact direct avec le bon sol et lui transmettent toutes les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

- Le poids propre ou charge permanente ;
- Les surcharges d'exploitations ;
- Les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de la fondation est en fonction de plusieurs paramètres à savoir :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- L'aspect économique ;
- La facilité de réalisation.

Choix du type de fondation

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 315.65m^2 , ainsi que le poids de la structure $W = 73658.232\text{KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure

à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50\%$

Où :

S_S : est la surface de la semelle

S_B : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par : $S_S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Où :

N_{ser} : est l'effort résultant à l'état limite de service.

σ_{sol} : et la contrainte admissible du sol.

$N_{\text{ser}} = G + Q = 4411.687 + 543.917 = 4955.605\text{KN} \rightarrow S_S = \frac{73658.232}{350} = 210,45 \text{ m}^2$

On a :

Surface totale des semelles = 210.45 m^2

Surface totale du bâtiment = 315.65 m^2

$$\frac{S_S}{S_B} = \frac{210.45}{315.65} = 0,66 = 66\%$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

Étude du radier

Prédimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

Condition de rigidité :

$$\text{radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique.

L_{\max} : la plus grande distance entre deux voiles = 6.20m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

$$I : \text{inertie d'une bande d'1m du radier } I = \frac{bh_r^3}{12}$$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40 \text{ MN/m}^2$

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 6.20^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq 0,96 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{6.2}{8} \leq h_r \leq \frac{6.2}{5} \rightarrow 0,77 \leq h_r \leq 1,24 \text{ (m)} \dots \dots \dots (2)$$

Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 2.5 \text{ m}$ et $L_y = 3.06 \text{ m}$

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 3 \text{ MPa}$

$\frac{L_x}{L_y} = 0,98 > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux directions.

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_t} = \frac{73658.232}{315.61} = 233,38 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} T_x = 319,520 \text{ kN/ml} \\ T_y = 317,618 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$T_{\max} = T_x = 319,520 \text{ kN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{319,520}{0,9 \times 1 \times 3000} \rightarrow h_r \geq 0,12 \text{ m} \dots \dots \dots (3)$$

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}$$

Avec : $\rightarrow U_c$: périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2,8 + 4h_r$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELUR

Pour notre structure $N_{u\max} = 4554,67 \text{ kN}$ appliqué sur une voile de section $(35 * 250) \text{ cm}^2$

$$4554,67 \leq 1350(2,8 + 4h_r)h_r \rightarrow h_r \geq 0,63 \text{ m}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1,10 \text{ m}$.

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

➤ **Hauteur de la nervure (h_n)**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_n = 60 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle**

$$e \geq \frac{L}{20} = 31 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } e = 55 \text{ cm}$$

Détermination des sollicitations

Caractéristiques du radier : $h_r = 110$ cm; $e = 55$ cm et surface du radier : $S = 364.17\text{m}^2$

Centre de gravité de la section du radier

$X_G = 14,58$ m et $Y_G = 11,1$ m

$\Rightarrow I_{xx} = 45870,6 \text{ m}^4$ et $I_{yy} = 26586,7 \text{ m}^4$.

Calcul du poids propre du radier

➤ Poids du radier sans nervures

$G_{\text{radier}} = S \times e \times \gamma_b = 364.17 \times 0,55 \times 25 = 5007.33 \text{ kN}$

➤ Poids des poutres principales

La longueur totale des poutres principales : $L_{pp} = 72.6$ m

$G_{pp} = h_n \times b_0 \times L_{pp} \times \gamma_b = 0,55 \times 0,70 \times 72.6 \times 25 = 698.775 \text{ kN}$

➤ Poids propre des poutres secondaires

La longueur totale des poutres secondaires : $L_{ps} = 24.4$ m

$G_{ps} = h_n \times b_0 \times L_{ps} \times \gamma_b = 0,55 \times 0,70 \times 24.4 \times 25 = 234.85 \text{ kN}$

Donc le poids total du radier $\rightarrow P_r = G_{\text{radier}} + G_{pp} + G_{ps} = \text{kN}$

➤ **Charge d'exploitation** : $Q_{\text{radier}} = 1,5S = 546.255 \text{ kN}$

➤

Sollicitation du radier d'après le logiciel ETAPS :

	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
ELU	138689,91	45,30	-61,29
ELS	101148,22	34,05	-45,84

Les différentes sollicitations sur le radier.

Combinaison d'action

Pour une situation durable ou transitoire :

- **ELU** : $(1,35G + 1,5p) + (1,35P_r + 1,5Q)$

$N_u = N_u^1 + N_u^2$

N_u^1 : la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier (déduites du robot).

N_u^2 : poids du radier en tenant compte des nervures et surcharges d'exploitation.

$$\begin{cases} N_u = 138689,91 + (1,35 \times 12075,97 + 1,5 \times 970,6) = 156448,45 \text{ kN} \\ M_x = 45,30 \text{ kN.m} \\ M_y = -61,29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **E.L.S :** (G + p) + (P_r + Q)

$$\begin{cases} N_{ser} = 101148,22 + (12075,97 + 970,6) = 114194,79 \text{ kN} \\ M_x = 34,05 \text{ kN.m} \\ M_y = -45,84 \text{ N.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes sous radier

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

v : Ordonnée du centre de gravité

- **ELU :**

Sens X-X :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{156448,45}{647} \pm \frac{45,30}{45870,6} \times 14,58 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,4 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,4 \text{ bars}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{156448,45}{647} \pm \frac{61,29}{26586,7} \times 11,1 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,4 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,4 \text{ bars}$$

- **ELS :**

Sens X-X :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{114194,79}{647} \pm \frac{34,05}{45870,6} \times 14,58 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,8 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,8 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 1,8 \text{ bars.}$$

Sens-Y-Y :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{114194,79}{647} \pm \frac{45,84}{26586,7} \times 11,1 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,8 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,8 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 1,8 \text{ bars}$$

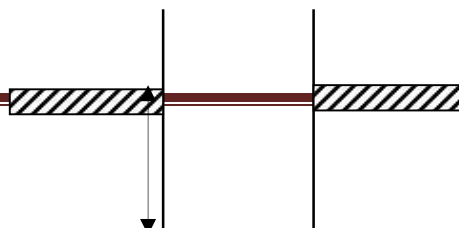
Remarque :

D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2, donc : $\overline{\sigma}_{sol} = 7 \text{ bars}$, par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible.

Vérification de l'effet de sous pression

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$P > 1,5S \times \gamma \times Z$$



Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

$$Z = 6,26 \text{ m}$$

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)

$$P = 73658.232 \text{ kN} > 1,5 \times 364.17 \times 10 \times 6,26 = 34085,3 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc notre structure ne risque pas d'être soulevée sous l'effet de la pression hydrostatique

Ferraillage du radier

La dalle travaille dans les deux directions ($\rho = 0,98$). Le calcul se fera pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Détermination des sollicitations

Ancrage de la structure

Tous les panneaux portent dans les deux sens :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad \text{et} \quad M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$$

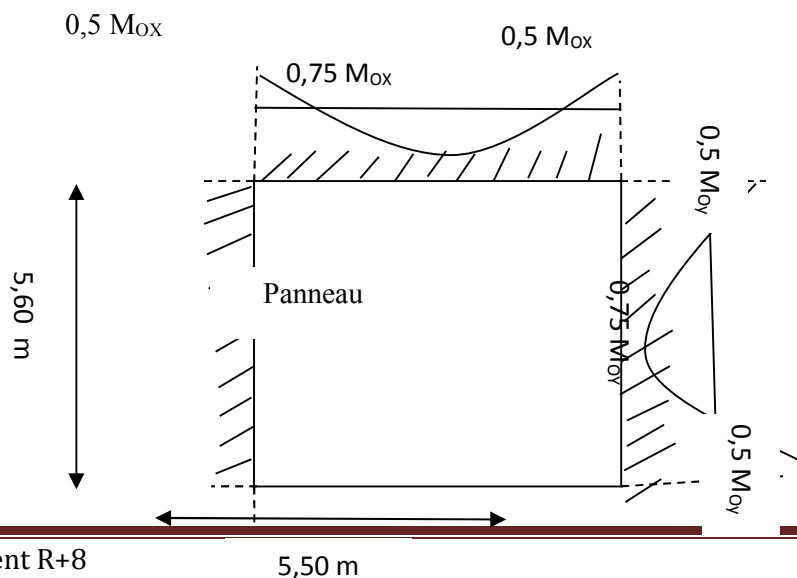
$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75M_{0x} \quad \text{En appui : } M_{ax} = -0,50M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} \quad M_{ay} = -0,50M_{0y}$$

Considérant le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 2.5 \text{ m et } L_y = 3.06 \text{ m}$$

$$\begin{cases} q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 240 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = \sigma_m \times 1\text{m} = 180 \text{ kN/ml} \end{cases}$$



Les sollicitations sur la dalle

Calcul des moments

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$\mu_x = 0,038$ et $\mu_y = 0,960$ (Voir **tableau VI.3**).

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Momentsisostatiques	M_{0x} (kN. m)	275,88	206,91
	M_{0y} (kN. m)	264,84	198,63
Momentsen travée	M_{tx} (kN. m)	206,91	155,18
	M_{ty} (kN. m)	198,63	148,97
Momentsen appui	M_{ax} (kN. m)	- 137,94	- 103,46
	M_{ay} (kN. m)	- 132,42	- 99,32

Détermination des moments fléchissant du radier

Calcul du ferrailage

Calcul d'une section rectangulaire (100x55) cm²

Sens	Appuis			Travées				
	$A_{calculée}(cm^2)$			$A_{adp}(cm^2)$	$A_{calculée}(cm^2)$			$A_{adp}(cm^2)$
	A_u^a	A_s^a	A_{min}^a		A_u^t	A_s^t	A_{min}^t	
X	8,15	11,22	3,73	6T16	12,33	16,55	3,73	6T20
Y	7,82	10,76	3,73	6T16	11,83	15,86	3,73	6T20

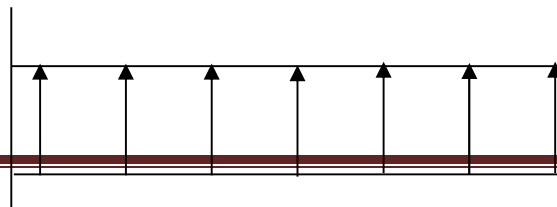
Evaluation des sections d'armatures longitudinales du radier.

Étude du débord de radier

Le débord de radier est assimilé à une console de largeur $L=50cm$.

Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$; $h=0,7m$ et $d=0,63m$.

Représentation schématique :



Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V_U}{b_0 d} \leq \tau_U^- = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 3\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}.$$

Où :

$$V_U = q_U \times L = 0,14 \times 0,5 = 0,07\text{MPa}.$$

$$\tau_b = 0,11\text{MPa} < \tau_U^- = 2,5\text{MPa}.$$

Donc : Le cisaillement est vérifié, les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Condition de non fragilité :

SCHEMA STATIQUE DU DEBORD DE RADIER

$$A_{Min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 7,6\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

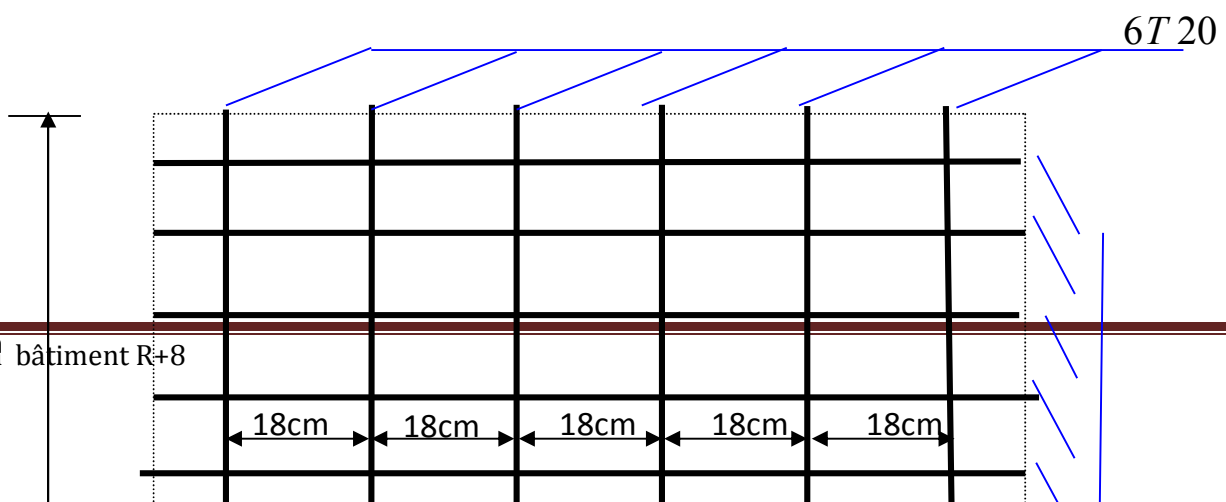
$$A_S = 7,6\text{cm}^2 \Rightarrow 5\Phi 14$$

Donc :

Le ferrailage du radier est sur deux nappes, nappe supérieur (en travées) et autre inférieur (aux appuis).

Schéma de ferrailage du radier :

➤ Nappe supérieure (en travées) :



FERRAILLAGE DU RADIER (NAPPE SUPERIEURE).

Conclusion

Ce dernier chapitre a été primordialement dédié au calcul des fondations mais tout d'abord nous avons commencé le calcul du ferrailage des murs voiles périphériques tout en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA.

Pour ce qui concerne aux fondations nous avons opté pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûr et économique et nous avons mentionner par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrailé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant la formation

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi ses connaissances.

Dans ce projet nous avons procédé aux calculs des sollicitations et des ferrailages des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment en béton armé composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée et dix étages, n'ayant pas été suffisantes nos connaissances reçues tout au long de notre formation, nous avons été forcés d'apprendre encore plus avec ce travail.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation pour le bâtiment.

Comme nous avons constaté que la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle

Bibliographie

Règlements :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé[C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]
- Charges permanentes et charges d'exploitation[D.T.R-B.C22.]
- Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

Mémoires d'ingénieria :

Cours :

- 1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

Site web :

- fr.wikipedia.org

Ouvrages ou livres :

- BELAZOUGUI M., *calcul des ouvrages en béton armé*. « office des publications universitaires 1991 ».

-
- Destrac J., Lefaiivre D., Vila S., Maldent Y., (2014). *Memotechgenie-civil*. Editions CASTEILLA-25 rue Monge-75005-paris-1996.

Outils informatiques :

- etaps
- AUTOCAD □
- MS WORD
- RDM6