

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques géométriques de la structure.....	1
I.3.1 Dimension en plan.....	1
I.3.2 Dimension en élévation.....	1
I.4 Conception de l'ouvrage.....	2
I.4.1 Ossature.....	2
I.4.2 Planchers.....	2
I.4.3 Escaliers.....	3
I.4.4 Maçonnerie.....	3
I.4.5 Revêtement.....	3
I.4.6 Isolation.....	3
I.4.7 Acrotères.....	3
I.4.8 Fondation.....	3
I.5 Caractéristiques géotechniques du sol.....	3
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.6.1 Béton.....	3
I.6.1.1 Résistance du béton.....	4
6.1.1.1 Résistance du béton à la compression.....	4
6.1.1.2 Résistance du béton à la traction.....	4
I.6.1.2 Déformations longitudinales du béton.....	4
I.6.1.3 Coefficient de poisson.....	4
I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement.....	4
I.6.1.5 Les états limites.....	5
6.1.5.1 Etat Limite Ultime (ELU).....	5
6.1.5.2 Etat Limite Ultime (ELS).....	5
I.6.2 Acier.....	6
I.6.2.1 Différent type d'acier.....	6
6.2.1.1 Les rands lisses (R.L).....	6
6.2.1.2 Les hautes adhérences (H.A).....	6
6.2.1.3 Les treillis soudés (T.S).....	6
I.6.2.2 Contraintes limites.....	6
6.2.2.1 Etat limite ultime (ELU).....	6
6.2.2.2 Etat limite service (ELS).....	7

I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal.....	7
I.7 Hypothèses de calcul.....	7
I.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	7
Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement	
II .1 Introduction.....	8
II .2 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	8
II .3. Descente des charges.....	8
II .3.1 Plancher terrasse accessible.....	8
II .3.2 Plancher terrasse inaccessible.....	9
II .3.3 Plancher étage courant.....	9
II .3.4 La dalle pleine.....	10
II .3.4.1 Plancher sous-sol1.....	10
II .3.4.2 Plancher RDC.....	11
II .3.4.3 Balcon.....	11
II .3.5 Murs extérieurs (double parois).....	12
II.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	12
II.4.1 Pré-dimensionnement des poutres.....	12
II.4.1.1 Les poutres principales.....	13
II.4.1.2 Chainages.....	13
II.4.1.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres principales et des chainages.....	13
II.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux.....	14
II.4.2.1 Vérification des conditions de RPA99 V 2003.....	15
II.4.2.2 Vérification du poteau au flambement.....	15
II.4.2.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc A1&A2.....	15
II.4.2.4 Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc E1 & E2.....	17
II.4.3 Les murs voiles.....	17
Chapitre III : Etude du plancher	
III.1 Introduction.....	18
III.2 Etude du plancher à corps creux.....	18
III.2.1 Etude des poutrelles.....	18
III.2.2 Type des poutrelles.....	18
III.2.3 Les charges des poutrelles.....	19
III.2.3.1 Bloc A1& A2.....	19
III.2.3.2 Bloc E1 & E2.....	19
III.2.4 Détermination des efforts internes.....	20
III.2.4.1 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant 1 ^{er} étage (type 02).....	22
III.2.5 Récapitulation de M_{max} et T_{max}	23
III.2.6 Ferrailages des poutrelles.....	24

III.3 Etude du plancher dalle pleine.....	29
III.3.1 Dalle pleine sous-sol 1.....	29
III.3.1.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle.....	29
III.3.1.2 Combinaisons d'action.....	29
III.3.1.3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L.).....	29
III.3.1.4 Les moments totaux appliqués sur la dalle.....	30
III.3.1.5 Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle.....	31
III.3.1.6 Calcul du ferrailage de la dalle.....	31
III.3.1.7 Récapitulation du ferrailage de la dalle sous-sol.....	33
III.3.2 Dalle pleine RDC.....	34
III.3.2.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle.....	34
III.3.2.2 Combinaisons d'action.....	34
III.3.2.3 Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle.....	34
III.3.2.4 Récapitulation du ferrailage de la dalle RDC.....	34
III.3.3 Dalle pleine balcon.....	35
III.3.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle.....	35
III.3.3.2 Combinaisons d'action.....	35
III.3.3.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	36
III.3.3.4 Récapitulation des moments et des efforts tranchants.....	36
III.3.3.5 Détermination du ferrailage de la dalle.....	36
III.3.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine (balcon).....	38
III.3.4 La rampe d'accès des deux sous-sols.....	39
III.3.4.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle.....	39
III.3.4.2 Combinaisons d'action.....	39
III.3.4.3 Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle.....	39
III.3.4.4 Récapitulation du ferrailage de la rampe d'accès.....	40

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction.....	41
IV.2 Etude des escaliers.....	41
IV.2.1 Schéma d'un escalier.....	41
IV.2.2 Calcul des escaliers.....	41
IV.2.2.1 Escalier type 01 (les deux sous-sols et les étages courants).....	42
IV.2.2.2 Escalier type 02 (RDC).....	42
IV.2.3 Descente des charges.....	43
IV.2.3.1 Palier (Type 01 et 02).....	43
IV.2.3.2 Paillasse (Type 01 et 02).....	43
IV.2.4 Les types des escaliers.....	44
IV.2.5 Détermination des efforts internes.....	46

IV.2.6 Détermination du ferrailage des escaliers.....	46
IV.2.7 Récapitulation du ferrailage des escaliers.....	49
IV.2.8 Etude de la poutre palière.....	49
IV.2.8.1 Calcul du ferrailage de la poutre palière.....	50
IV.2.8.2 Récapitulation du ferrailage de la poutre palière.....	53
IV.3 Etude de l'ascenseur.....	53
IV.3.1 Epaisseur de la dalle d'ascenseur.....	54
IV.3.2 Evaluation des charges.....	54
IV.3.3 Vérification au poinçonnement.....	54
IV.3.4 Evaluation des moments.....	55
IV.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	59
IV.3.6 Récapitulation du ferrailage de dalle d'ascenseur.....	62
IV.4 Etude de l'acrotère.....	62
IV.4.1 Principe de calcul.....	62
IV.4.2 Calcul des sollicitations.....	63
IV.4.3 Calcul de l'excentricité.....	63
IV.4.4 Détermination du ferrailage.....	63
Chapitre V : Etude dynamique	
V.1 Introduction.....	66
V.2 Objectif de l'étude dynamique.....	66
V.3 Modélisation de la structure étudiée.....	66
V.4 Méthodes de calcul.....	67
V.4.1 Méthode statique équivalente.....	67
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	67
V.5 Combinaisons d'action.....	68
V.6 Détermination de la force sismique totale V.....	68
V.7 Analyse des modèles.....	75
V.8 Dispositions des voiles.....	76
V.9 Vérification du coefficient de comportement R.....	79
V.10 Poids total de la structure w.....	80
V.11 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) de chaque niveau.....	80
V.12 Résultante des forces sismiques de calcul.....	82
V.13 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	82
V.14 Evaluation de l'excentricité.....	84
V.15 Calcul des déplacements [Art 4.4.3. RPA99 V 2003].....	86
V.16 Stabilité au renversement.....	88
V.17 Justification de la largeur des joints sismiques.....	91

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction.....	93
VI.2 Les poteaux.....	93
VI.2.1 Combinaisons des charges.....	93
VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	93
VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	97
VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal.....	99
VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal.....	102
VI.2.6 Recouvrement.....	104
VI.3 Les poutres.....	104
VI.3.1 Combinaisons des charges.....	104
VI.3.2 Recommandation du RPA99 V 2003.....	104
VI.3.3 Ferrailages des poutres principales.....	105
VI.3.3.2 Récapitulation du ferrailage des poutres principales bloc A1 & A2.....	107
VI.3.3.4 Récapitulation du ferrailage des poutres principales bloc E1 & E2.....	108
VI.3.4 Ferrailages des poutres secondaires.....	109
VI.3.4.1 Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires bloc A1 & A2.....	112
VI.3.4.4 Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires bloc E1 & E2.....	113
VI.4 Les murs voiles.....	114
VI.4.1 Calcul des murs voiles.....	114
VI.4.2 Caractéristiques des murs voiles.....	114
VI.4.3 Vérification des contraintes tangentielles.....	114
VI.4.4 Calcul des contraintes.....	115
VI.4.5 Sollicitations des murs voiles.....	116
VI.4.6 Ferrailage des murs voiles.....	116
VI.4.6.1 Calcul des armatures longitudinales.....	116
VI.4.6.2 Calcul des armatures transversales.....	117
VI.4.6.3 Récapitulation du ferrailage des murs voiles.....	117
VI.4.7 Vérification de l'effort normal réduit.....	117
VI.4.8 Recouvrement.....	118

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction.....	119
VII.2 Types de fondation.....	119
VII.3 Choix du type de fondation.....	119
VII.4 Calcul de l'infrastructure.....	119
VII.4.1 Bloc A1 & A2.....	119
VII.4.1.1 Dimension du radier.....	119
VII.4.1.2 Vérification au poinçonnement.....	120

VII.4.1.3 Vérification de la contrainte du sol.....	120
VII.4.1.4 Les sollicitations du radier.....	121
VII.4.1.5 Calcul du ferrailage de la dalle.....	122
VII.4.1.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	125
VII.4.1.7 Calcul du ferrailage de la nervure.....	125
VII.4.1.8 Récapitulation du ferrailage de la Nervure.....	127
VII.4.2 Bloc E1 & E2.....	128
VII.4.2.1 Les sollicitations des semelles isolées.....	128
VII.4.2.2 Dimension des semelles isolées.....	128
VII.4.2.3 Détermination du ferrailage des semelles.....	130
VII.4.2.4 Détermination de la hauteur de la patine (e).....	130
VII.4.2.6 Longueur de scellement.....	130
VII.4.2.7 Récapitulation du calcul des semelles.....	131
VII.4.3 Etude de la longrine.....	131
VII.4.3.1 Calcul du ferrailage de la longrine.....	131
VII.4.3.2 Calcul du ferrailage transversal.....	132
VII.4.3.3 Espacement des cadres.....	132

Chapitre VIII : Etude managériale

VIII.1 Introduction.....	133
VIII.2 Cycle de vie d'un projet de construction.....	134
VIII.3 Les acteurs de notre projet.....	135
VIII.4 Planification de notre projet.....	136
VIII.4.1 Etablir les priorités du projet (PP).....	137
VIII.4.2 Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat.....	137
VIII.4.3 Works breakdown structure (WBS).....	139
VIII.4.4 Organizational breakdown structure (OBS).....	139
VIII.4.5 Diagramme de Gantt.....	139
VIII.4.6 Le coût estimatif des travaux de réalisation « 2 SS+RDC+15 étage ».....	141
VIII.5 Le management des risques.....	141
VIII.5.1 Classification des risques présentant dans notre projet.....	143
VIII.5.2 Matrice de criticité.....	144
VIII.6 Conclusion.....	144

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe A

Annexe B

Annexe C

Annexe D

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation du projet

Fig.I.1 : Dimension en plan	1
Fig.I.2 : Plancher corps creux	2
Fig.I.3 : Dalle pleine	2
Fig.I.4 : Diagramme parabole rectangle	5
Fig.I.5 : Diagramme de calcul à l'état limite de service	5
Fig.I.6 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier	6

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

Fig.II.1 : Plancher terrasse inaccessible	9
Fig.II.2 : Plancher étage courant	9
Fig.II.3 : Coupe transversale des murs extérieurs	10
Fig.II.4 : Section du poteau le plus sollicité du bloc A1 & A2	14
Fig.II.5 : Section du poteau le plus sollicité du bloc E1 & E2	16
Fig.II.6 : Coupe de voile en élévation	17

Chapitre III : Etude du plancher

Fig.III.1 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant 1 ère étage (type2)	22
Fig.III.2 : Ferrailage des poutrelles en appuis	29
Fig.III.3 : Position du balcon dalle pleine	35
Fig.III.4 : Ferrailage de la dalle pleine balcon	38
Fig.III.5 : Schéma statique de la rampe d'accès des deux sous-sols	39

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Fig.IV.1 : Schéma d'un escalier	41
Fig.IV.2 : Coupe transversale des escaliers	41
Fig.IV.3 : Schéma statique des escaliers type 01	44
Fig.IV.4 : Schéma statique des escaliers type 02	45
Fig.IV.5 : Schéma statique de la poutre palière	49
Fig.IV.6: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique	53
Fig.IV.7: Chargement appliqué	54
Fig.IV.8: Schéma statique de la dalle d'ascenseur	55
Fig.IV.9: Schéma de l'acrotère	62
Fig.IV.10: Ferrailage de l'acrotère	65

Chapitre V : Etude dynamique

Fig.V.1 : Modélisation des blocs A1 & A2	66
Fig.V.3 : Spectre de réponse de calcul utilisé par le RPA (bloc A1 & A2)	74

Fig.V.4 : Spectre de réponse de calcul utilisé par le RPA (bloc E1 & E2)	75
Fig.V.5 : La première disposition des voiles	76
Fig.V.6 : La deuxième disposition des voiles	76
Fig.V.7 : La troisième disposition des voiles	77
Fig.V.8 : La quatrième disposition des voiles	77
Fig.V.9 : La cinquième disposition des voiles	78
Fig.V.10 : La sixième disposition des voiles	78
Fig.V.11 : Représentation des joints sismiques	92

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Fig.VI.1 : La nouvelle disposition des voiles	96
Fig.VI.2 : Ferrailage des poteaux sous-sols bloc A1 & A2	103
Fig.VI.3 : Ferrailage des poteaux bloc E1 & E2	104
Fig.VI.4 : Ferrailage des poutres principales bloc A1 & A2	108
Fig.VI.5 : Ferrailage des poutres principales bloc E1 & E2	109

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I.1 : Dimension en élévation	1
--------------------------------------	---

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Plancher terrasse accessible	8
Tableau II.2 : Plancher terrasse inaccessible	9
Tableau II.3 : Plancher étage courant	10
Tableau II.4 : Charges d'exploitation du Plancher étage courant	10
Tableau II.5 : Plancher sous-sol 1	10
Tableau II.6: Plancher RDC	11
Tableau II.7 : Balcon	11
Tableau II.8: Murs extérieurs (double parois)	12
Tableau II.9: Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres	13
Tableau II.10 : Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc A1 & A2	16
Tableau II.11: Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc E1 & E2	17
Tableau II.12 : Dimensions des murs voiles	17

Chapitre III : Etude du plancher

Tableau III.1 : Charges des poutrelles du bloc A1 & A2	19
Tableau III.2 : Charges des poutrelles du bloc E1 & E2	19
Tableau III.3 : Récapitulation de M_{max} et T_{max} du bloc A1 & A2	23
Tableau III.4 : Récapitulation de M_{max} et T_{max} du bloc E1 & E2	24
Tableau III.5 : L'ancrage des armatures des poutrelles	27
Tableau III.6 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles du bloc A1 & A2	28
Tableau III.7 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles du bloc E1 & E2	29
Tableau III.8: Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol	31
Tableau III.9 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine sous-sol	33
Tableau III.10 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle RDC	34
Tableau III.11: Récapitulation du ferrailage de la dalle RDC	34
Tableau III.12 : Récapitulation de M et T de la dalle pleine balcon	36
Tableau III.13 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon	38
Tableau III.14: Récapitulation des moments totaux appliqués sur la rampe d'accès	39
Tableau III.15: Récapitulation du ferrailage de la rampe d'accès	40

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.1: Escalier type 01	42
Tableau IV.2: Escalier type 02	42
Tableau IV.3: Descente des charges pour le palier	43

Tableau IV.4: Descente des charges pour la paillasse	44
Tableau IV.5 : Détermination des efforts internes des escaliers	46
Tableau IV.6 : Récapitulation du ferrailage des escaliers	49
Tableau IV.7 : Détermination des efforts internes de la poutre palière	50
Tableau IV.8 : Récapitulation du ferrailage de la poutre palière	53
Tableau IV.9 : Moments isostatiques des rectangles à l'ELU	56
Tableau IV.10 : Moments isostatiques des rectangles à l'ELS	57
Tableau IV.11 : Récapitulation du ferrailage de la dalle d'ascenseur	62
Tableau IV.12 : Calcul des sollicitations	63

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1: Pénalité correspondante au critère de qualité	71
Tableau V.2 : Périodes et pourcentages de participation massique	78
Tableau V.3 : Vérification du coefficient de comportement R	79
Tableau V.4 : Poids des différents étages du bloc A1&A2	80
Tableau V.5 : Poids des différents étages du bloc E1 & E2	80
Tableau V.6 : Forces sismiques et efforts tranchants du bloc A1 & A2	81
Tableau V.7 : Forces sismiques et efforts tranchants du bloc E1 & E2	81
Tableau V.8 : Réactions à la base obtenue par SAP2000 (bloc A1 & A2)	82
Tableau V.9 : Réactions à la base obtenue par SAP2000 (bloc E1 & E2)	82
Tableau V.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques	82
Tableau V.11 : Centre de torsion de chaque étage (bloc A1 & A2)	83
Tableau V.12 : Centre de torsion de chaque étage (bloc E1 & E2)	83
Tableau V.13 : Centre de masse de chaque étage (bloc A1 & A2)	84
Tableau V.14 : Centre de masse de chaque étage (bloc E1 & E2)	84

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

f_{tj} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

ν : Coefficient de poisson.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

A : Facteur d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de la force horizontale.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

h : Facteur de correction d'amortissement.

β : Valeur du coefficient de pondération.

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismiques de l'étage « i ».

N : Effort normale.

V : Effort tranchant.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_s : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μ_u : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_f : Longueur de flambement.

L_r : Longueur de recouvrement.

f : Flèche.

\overline{f} : Flèche admissible.

T : Effort tranchant, période.

\emptyset_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

I : Moment d'inertie.

K : Coefficient de raideur du sol.

L_{sa} : Longueur de scellement.

Introduction générale

Le présent travail est une étude détaillée d'une structure en béton armé à usage multiple, composée de deux sous-sols, rez de chaussée et 15 étages contreventé par voiles et portiques.

Le bâtiment étant irrégulier de par sa forme et ses fonctionnalités, il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99 et RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier). Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment et une autre partie managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de définir le délai et le coût global du projet.

On entame notre étude par une description générale avec une présentation des éléments de bâtiment.

Ensuite, on fait un pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et la descente des charges.

Puis, on enchaîne avec l'étude dynamique qui a été réalisée par le logiciel SAP2000.

Après, on fera l'étude dynamique qui des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...), qui sera suivie par une étude de l'infrastructure du bâtiment.

Une étude managériale s'avère nécessaire dans ce PFE (Projet Fin d'Etude), elle sera consacrée à la planification de notre projet afin d'atteindre nos objectifs en termes de coût et délai, suivie d'un management des risques de notre projet.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DU PROJET

I.1 Introduction :

Dans tous les domaines de génie civil, le béton armé est le plus utilisé surtout dans les bâtiments à cause de sa résistance à la compression du béton et à la traction de l'acier.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte des matériaux utilisés et leurs formules de résistance.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons étudié est un bâtiment à usage mixte constitué de :

- Deux sous-sols destinés comme un parking de 72 places.
- Le rez-de-chaussée (RDC) de 17 locaux commerciaux.
- Le premier étage à usage administratif de 20 Bureaux.
- Les autres étages (du 2^{ème} au 15^{ème} étages) sont des logements d'habitation comporte 3 appartements (deux F4 et un F5) pour chaque bloc.

Notre bâtiment sera implanté dans le site : LOT N° 05, POS de l'entrée Nord de TLEMCEM, terrain le long de la RN22, face à L'ONALAIT, commune de TLEMCEM.

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1 Dimension en plan :

La structure étudiée présente une forme en L, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

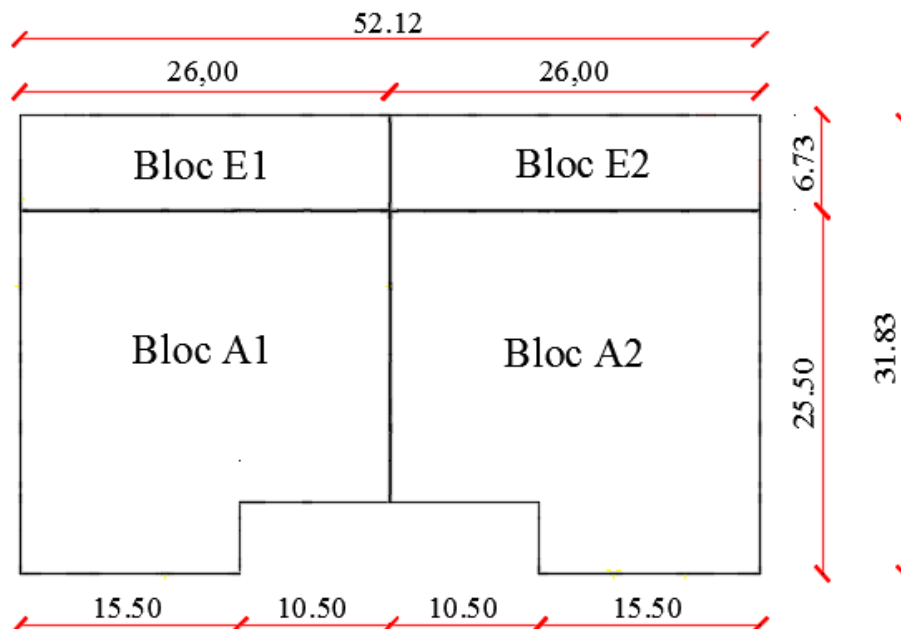


Figure I.1 : Dimension en plan

I.3.2 Dimension en élévation :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée de quatre blocs (A1, A2, E1 et E2), les deux premiers de forme irrégulière en élévation et les autres réguliers.

Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Bloc A1 et A2	Bloc E1 et E2
Hauteur totale (m)	54.18	6.66
Hauteur des 2 sous-sols (m)	3.06	/
Hauteur de RDC (m)	4.08	3.06
Hauteur étages courants (m)	3.06	3.06

Tableau I.1 : Dimension en élévation

I.4 Conception de l'ouvrage :

I.4.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique poteaux- poutres et voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales.

I.4.2 Planchers :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types du plancher :

- **Plancher corps creux** : pour les étages courant.

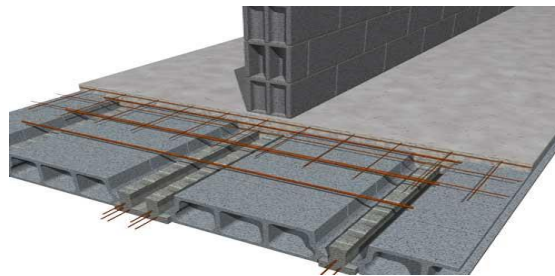


Figure I.2 : Plancher corps creux

- **Dalle pleine** : pour les planchers niveaux sous-sol (parking) et RDC (commerces).

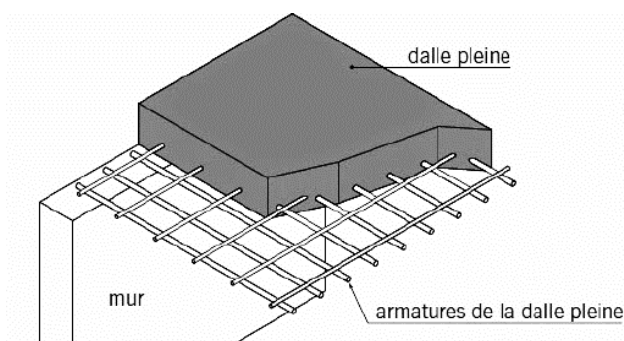


Figure I.3 : Dalle pleine

I.4.3 Escaliers:

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage en béton armé.

I.4.4 Maçonnerie:

- **Murs extérieurs** : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : sont réalisés en simple parois en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Revêtement:

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.4.6 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.7 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm.

I.4.8 Fondation:

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par le radier (bloc A1 & A2) et les semelles isolées (bloc E1 & E2).

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99 V 2003** comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (**LTPO**), la contrainte admissible du sol est $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars}$. (Voir l'annexe A)

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.6.1 Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue par durcissement d'un mélange du ciment, sable, gravier, eau, air et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) suivant le respect de norme (dosage).

Le béton peut endurer des efforts de compression mais sa résistance aux efforts de traction est faible, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

I.6.1.1 Résistance du béton :

6.1.1.1 Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} , cette valeur est déterminée par des essais de laboratoire.

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} : \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} : \quad f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

6.1.1.2 Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{D'où} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.6.1.2 Déformations longitudinales du béton:

- Déformations instantanées « E_{ij} » : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h)

- Déformations différées « E_{vi} » : $E_{vi} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour le calcul sous charges de longue durée (> 24h)

I.6.1.3 Coefficient de poisson:

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec :} \quad b_0 : \text{Largeur de la section} \quad ; \quad d : \text{Hauteur utile (d=0.9h)}$$

I.6.1.5 Les états limites :

6.1.5.1 Etat Limite Ultime (ELU):

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

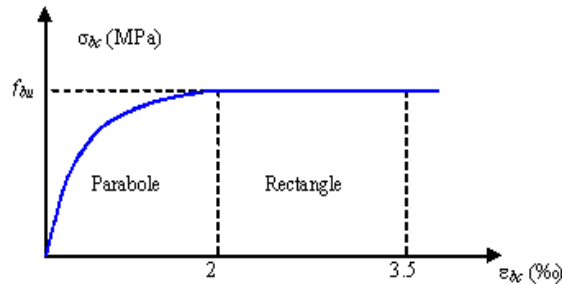


Figure I.4: Diagramme parabolique rectangle

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec : f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\%$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} 1.5 & \text{cas général} \\ 1.15 & \text{cas accidentel} \end{cases}$

θ : Facteur de durée d'application des charges : $\begin{cases} 1 & \text{durée} > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{durée} < 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{durée} < 1 \text{ h} \end{cases}$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement:

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\% \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\% \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

6.1.5.2 Etat Limite Ultime (ELS):

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

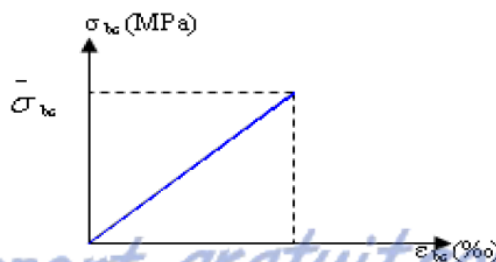


Figure I.5: Diagramme de calcul à l'état limite de service

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

I.6.2 Acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone), leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone

I.6.2.1 Différent type d'acier :

Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

6.2.1.1 Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

6.2.1.2 Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

6.2.1.3 Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5$ mm

I.6.2.2 Contraintes limites :

6.2.2.1 Etat limite ultime (ELU) :

Les contraintes de calcul (σ_s) à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) des aciers par le diagramme suivant :

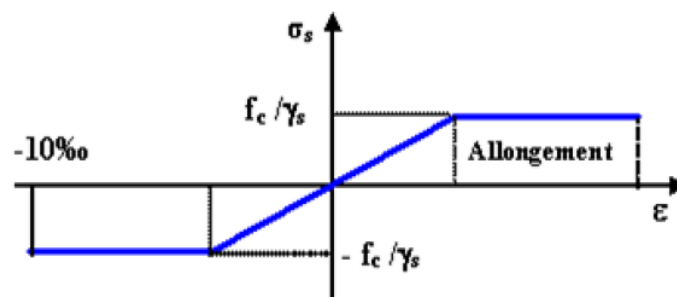


Figure.I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec : γ_s Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{cas général.} \end{cases}$

6.2.2.2 Etat limite service (ELS) :

La contrainte sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st}$ pas de limite
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

Avec : η Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1 & \text{R.L} \\ \eta = 1.6 & \text{H.A} \end{cases}$

I.6.2.3 Module d'élasticité longitudinal :

La valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.7 Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

✚ 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 : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 = 2.1 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$

✚ Acier :

- Armatures longitudinales : $f_e \text{ E } 400 \text{ [HA]}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Armatures transversales : $f_e \text{ E } 235 \text{ [RL]}$ $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (pour la dalle de compression) $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- **Etat limite ultime** : $1.35G + 1.5Q$
- **Etat limite service** : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q + E$
- $G + Q \pm 1.2E$
- $0.8G + E$

Avec : G : charge permanente
 Q : charge d'exploitation
 E : effort de séisme

CHAPITRE II :
DESCENTE DES CHARGES ET
PRE-DIMENSIONNEMENT

II .1 Introduction :

L'évaluation des différents éléments résistants : poteaux, poutres, voiles et autres, passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement sera fait selon les règles du **B.A.E.L 91** et du **RPA99 V 2003**.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharge pour chaque élément porteur de tous les niveaux et jusqu'à la fondation.

II .2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Les planchers permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la reprise et transmission des charges verticales aux éléments porteurs. D'après les règles de **B.A.E.L 91** on doit vérifier la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : h_t : la hauteur totale du plancher.

L: la portée maximum entre nus appuis d'une poutrelle.

✚ Bloc A1 & A2 : L=450 cm

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$$

Après la modélisation des poutrelles (16+5) cm, on a trouvé un ferrailage plus important au niveau des appuis, pour cela nous avons choisi un plancher de **(20 + 5) cm** de hauteur.

✚ Bloc E1 et E2 : L= 500 cm

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 22.22 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

On prend un plancher en corps creux **(20 + 5) cm**

II .3. Descente des charges :

II .3.1 Plancher terrasse accessible :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en corps creux (20+5)	0.25	-	3.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(kN/m²)	5.02		
Q(kN/m²)	1.5		

Tableau II.1: Plancher terrasse accessible

II .3.2 Plancher terrasse inaccessible :

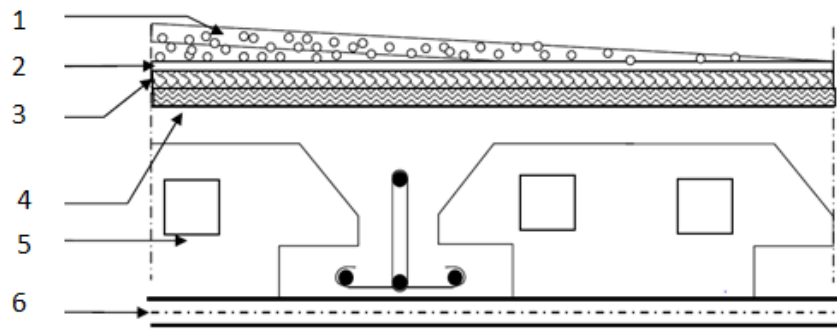


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	e(m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1	Protection gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	-	3.5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(kN/m²)		7.03		
Q(kN/m²)		1		

Tableau II.2 : Plancher terrasse inaccessible

II .3.3 Plancher étage courant :

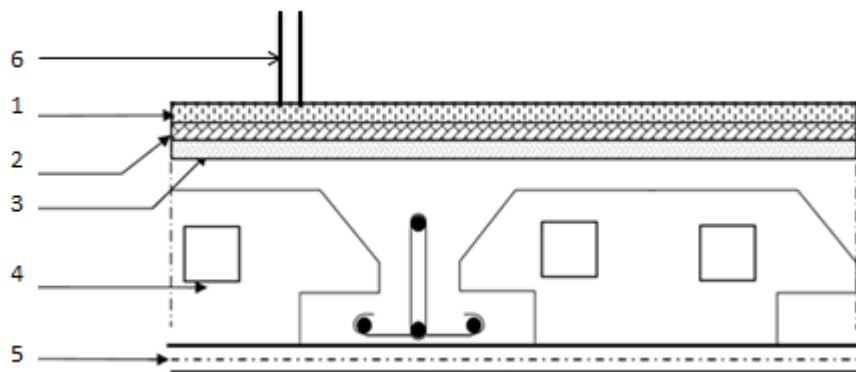


Figure II.2: Plancher étage courant

N°	Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux (20+5)	0.25	-	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons intérieures	0.1	10	1
G(KN/m²)		5.86		

Tableau II.3: Plancher étage courant

Niveau	Type	Q (KN/m ²)
1 er étage	Bureau	2.5
2 à 15 étages	Habitation	1.5

Tableau II.4: Charges d'exploitation du Plancher étage courant

II.3.4 La dalle pleine :

II.3.4.1 Plancher sous-sol 1 :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Charpe en béton	0.04	18	0.72
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
G(kN/m²)	4.83		
Q(kN/m²)	2.5		

Tableau II.5: Plancher sous-sol 1

II.3.4.2 Plancher RDC :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m³)	G (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieurs	0.1	10	1
G(kN/m²)	6.11		
Q(kN/m²)	5		

Tableau II.6: Plancher RDC

II.3.4.3: Balcon :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m³)	G (KN/m²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/m²)	5.11		
Q(KN/m²)	3.5		

Tableau II.7: Balcon

II.3.5 Murs extérieurs (double parois):

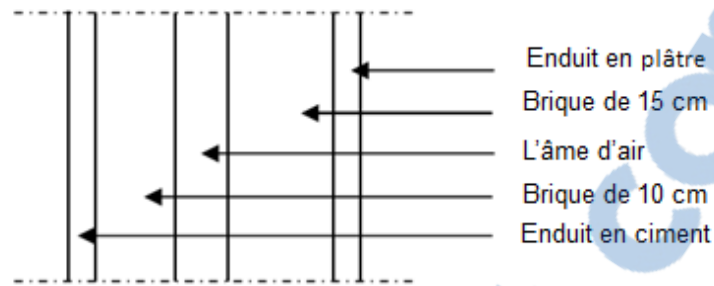


Figure II.3: Coupe transversale des murs extérieurs

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse.	0.15	9	1.35
L'âme d'air	0.05	-	-
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G(KN/m²)	2.81		

Tableau II.8: Murs extérieurs (double parois)

II.4 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon le règlement de **B.A.E.L 91** les poutres seront pré-dimensionnées par le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : h : hauteur totale de la poutre.

b: largeur de la poutre.

L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.

Selon **RPA99 V 2003** les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

II.4.1.1 Les poutres principales :

✚ **Bloc A1 & A2:** $L_{\max} = 550 \text{ cm}$
 $36.67 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$ On prend **$h = 45 \text{ cm}$**
 $13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$ On prend **$b = 35 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{ll} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.29 < 4 & \text{CV} \end{array} \right.$$

✚ **Bloc E1 & E2:** $L_{\max} = 625 \text{ cm}$
 $41.67 \text{ cm} \leq h \leq 62.5 \text{ cm}$ On prend **$h = 45 \text{ cm}$**
 $13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$ On prend **$b = 35 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{ll} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.29 < 4 & \text{CV} \end{array} \right.$$

II.4.1.2 Chainages :

✚ **Bloc A1 & A2:** $L_{\max} = 500 \text{ cm}$
 $33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$ On prend **$h = 40 \text{ cm}$**
 $12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ On prend **$b = 30 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 & \text{CV} \end{array} \right.$$

✚ **Bloc E1 & E2:** $L_{\max} = 550 \text{ cm}$
 $36.67 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$ On prend **$h = 40 \text{ cm}$**
 $12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ On prend **$b = 30 \text{ cm}$**

$$\text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 44 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 & \text{CV} \end{array} \right.$$

II.4.1.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres principales et des chainages:

Bloc	Poutres principaux	Chainages
A1 & A2	(35×45) cm ²	(30×40) cm ²
E1 & E2	(35×45) cm ²	(30×40) cm ²

Tableau II.9: Récapitulation de pré-dimensionnement des poutres

II.4.2 Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (les poutres ou les dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (les fondations).

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

✚ Bloc A1 & A2 :

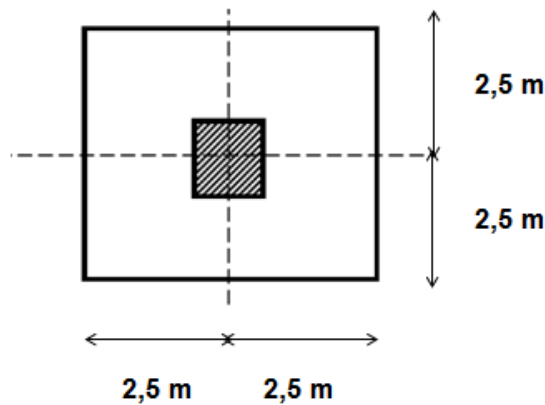


Figure II.4: Section du poteau le plus sollicité du bloc A1 & A2

S : est la surface supportée par le poteau le plus sollicité. $S = 25 \text{ m}^2$

On suppose une charge moyenne de : $P_u = 1 \text{ t/m}^2$

$$N_u = P_u \times S \times N = 450 \text{ t}$$

Avec : P_u : charge du plancher.

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité.

N : nombre d'étage. ($N=18$)

- **Section réduite (B_r) :** selon les règles du **B.A.E.L 91** :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur :

Pour $\lambda \leq 50$ $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$

On fixe l'élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$ (Cas générale)



$$B_r \geq \frac{1.2 \times 4.5}{\left[\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \Rightarrow B_r \geq 0.289 \text{ m}^2$$

$$\text{On a: } B_r \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 53.78 \text{ cm}$$

Donc on prend: $a = b = 55 \text{ cm}$ dont un poteau de **(55×55) cm²**

II.4.2.1 Vérification des conditions de RPA 99 V 2003:

$$\min(a, b) \geq 25 \rightarrow a = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 55 \text{ cm} > \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \frac{55}{55} = 1 < 4 \quad \text{CV}$$

II.4.2.2 Vérification du poteau au flambement :

On vérifie le poteau de 2^{ème} sous-sol au flambement :

➤ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12} = 762552.0833 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de Rayon de giration ix, iy :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{762552.0833}{3025}} = 15.88 \text{ cm}$$

Avec : $A = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.142 \text{ m} \quad (\text{Cas générale})$$

Avec : l_f : La longueur de flambement. ; $l_0 = 3.06$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{15.88} = 13.49$$

On a : $\lambda_x = \lambda_y = 13.49 < 50 \rightarrow$ Le flambement est vérifié.

II.4.2.3 Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc A1 & A2:

Après l'étude dynamique, il y'a un changement de pré-dimensionnement des poteaux, et les nouvelles valeurs se présentent dans le **Tableau VI.1**

Poteau	S (m ²)	N	Nu (MN)	B _r (m ²)	a=b (m)	l ₀ (m)	I _f (m)	λ _x = λ _y	λ < 50
1 ^{er} sous-sol	25	18	4.5	0.289	0.55	3.06	2.142	13.49	CV
2 ^{ème} sous-sol	25	17	4.25	0.273	0.55	3.06	2.142	13.49	CV
RDC	25	16	4	0.257	0.55	4.08	2.856	17.99	CV
1 ^{er} étage	25	15	3.75	0.241	0.50	3.06	2.142	14.84	CV
2 ^{ème} étage	25	14	3.5	0.225	0.50	3.06	2.142	14.84	CV
3 ^{ème} étage	25	13	3.25	0.209	0.50	3.06	2.142	14.84	CV
4 ^{ème} étage	25	12	3	0.193	0.45	3.06	2.142	16.49	CV
5 ^{ème} étage	25	11	2.75	0.176	0.45	3.06	2.142	16.49	CV
6 ^{ème} étage	25	10	2.5	0.160	0.40	3.06	2.142	18.55	CV
7 ^{ème} étage	25	9	2.25	0.144	0.40	3.06	2.142	18.55	CV
8 ^{ème} étage	25	8	2	0.128	0.40	3.06	2.142	18.55	CV
9 ^{ème} étage	25	7	1.75	0.112	0.35	3.06	2.142	21.20	CV
10 ^{ème} étage	25	6	1.5	0.096	0.35	3.06	2.142	21.20	CV
11 ^{ème} étage	25	5	1.25	0.080	0.30	3.06	2.142	24.73	CV
12 ^{ème} étage	25	4	1	0.064	0.30	3.06	2.142	24.73	CV
13 ^{ème} étage	25	3	0.75	0.048	0.30	3.06	2.142	24.73	CV
14 ^{ème} étage	25	2	0.5	0.032	0.30	3.06	2.142	24.73	CV
15 ^{ème} étage	25	1	0.25	0.016	0.30	3.06	2.142	24.73	CV

Tableau II.10: Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc A1 & A2

✚ Bloc E1 & E2 :

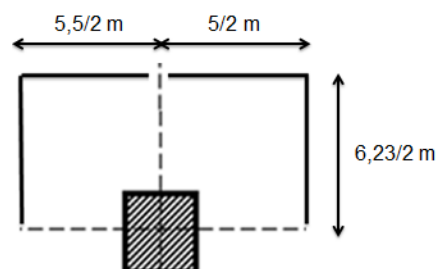


Figure II.5: Section du poteau le plus sollicité du bloc E1 & E2

• Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc E1 & E2:

Poteau	S (m ²)	N	Nu (MN)	B _r (m ²)	a=b (m)	I ₀ (m)	I _f (m)	λ _x = λ _y	λ < 50
RDC	16.354	2	0.327	0.022	0.30	3.06	2.142	24.73	Cv
1 ^{er} étage	25	1	0.164	0.010	0.30	3.06	2.142	24.73	Cv

Tableau II.11: Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux du bloc E1 & E2

II.4.3 Les murs voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

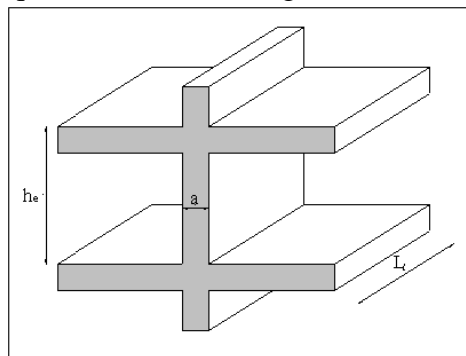


Figure II.6: Coupe des murs voiles en élévation

Selon le **RPA99 V 2003** les voiles de contreventement satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{he}{20} \end{cases}$$

Avec : **L** : longueur du voile.
a : l'épaisseur du voile ($a_{\min} = 15$ cm).
he : hauteur libre d'étage.

On a :

$$\begin{cases} he = 281 \text{ cm} & a \geq 14.05 \text{ cm} & \text{pour les deux sous sols et les étages courants.} \\ he = 383 \text{ cm} & a \geq 19.15 \text{ cm} & \text{pour RDC.} \end{cases}$$

Niveaux	Epaisseur (cm)	L _{min} (cm)
Sous-sols & RDC	25	80
Étages courants	15	60

Tableau II.12: Dimensions des murs voiles

CHAPITRE III :
ETUDE DES PLANCHERS

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux, permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, le rôle essentiel des planchers est d'assurer la reprise et transmission de charges verticales aux éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de l'ouvrage, ils offrent une isolation thermique, acoustique, et la protection contre l'incendie entre les différents étages.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Dalles pleine.

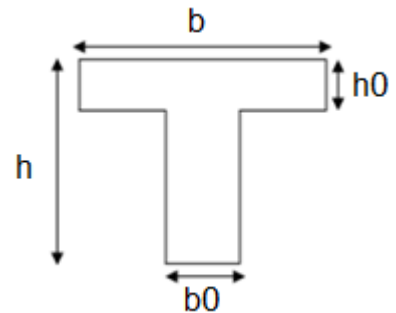
III.2 Etude du plancher à corps creux :

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

Hauteur du plancher $h_t=25\text{ cm}$

Épaisseur de la nervure $h_0=5\text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_0 =12\text{cm}$



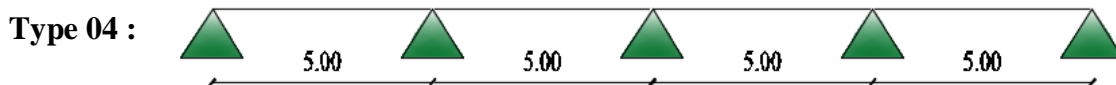
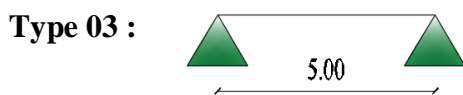
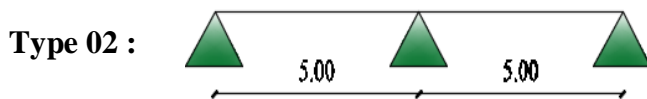
III.2.1 Etude des poutrelles :

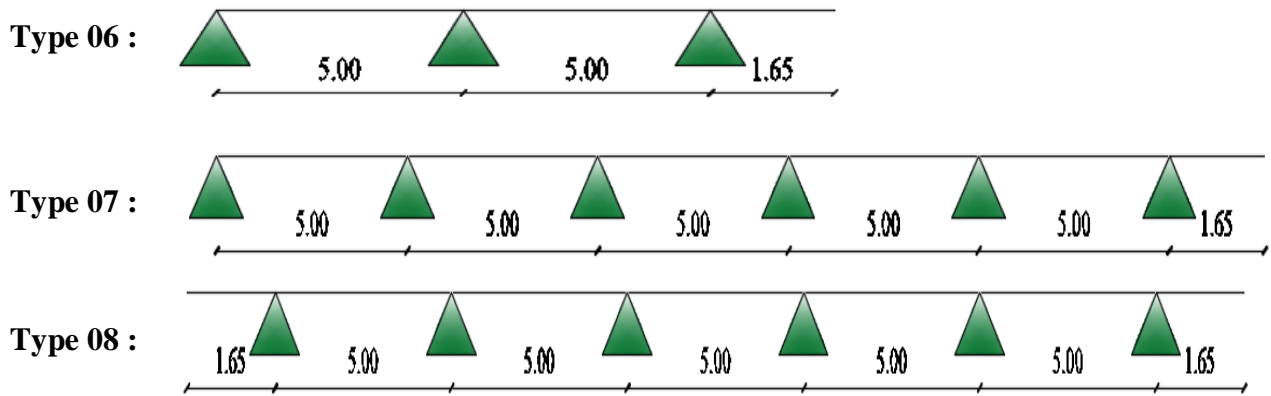
Il existe plusieurs méthodes pour une étude des poutrelles.

Nous allons utiliser la méthode des trois moments et le logiciel **SAP2000** pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

III.2.2 Types des poutrelles :

📌 **Bloc A1 & A2 :**





Bloc E1 & E2 :



III.2.3 Les charges des poutrelles :

ELU: $q_u = b (1.35G + 1.5Q)$

ELS: $q_s = b (G + Q)$

III.2.3.1 Bloc A1 & A2:

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
1 ^{er} étage	5.86	2.5	0.65	7.58	5.43
Etage courant	5.86	1.5	0.65	6.60	7.36
Terrasse	5.02	1.5	0.65	5.87	4.24

Tableau III.1: Charges des poutrelles du bloc A1 & A2

III.2.3.2 Bloc E1 & E2 :

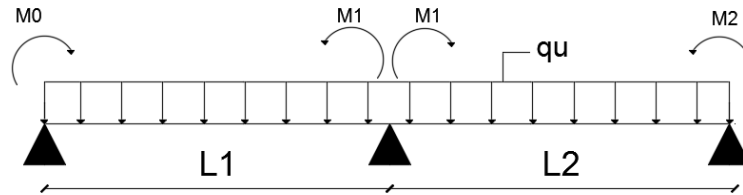
Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
1 ^{er} étage	5.86	2.5	0.65	7.58	5.43
Terrasse	5.86	1.5	0.65	6.60	7.36

Tableau III.2: Charges des poutrelles du bloc E1 & E2

III.2.4 Détermination des efforts internes:

Nous avons neuf types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 02 (1^{er} étage) par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel **SAP2000**.

- **ELU :** $q_u = 7.58 \text{ KN/ml}$



$$M_0 \cdot L_1 + 2 M_1(L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 \cdot E \cdot I(R_{g1} - R_{d1})$$

Avec :

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{-q L^3}{24EI} \\ R_{d1} = \frac{q L^3}{24EI} \end{cases}$$

$M_0 = M_2 = 0$ (Condition aux limites)

$L_1 = L_2 = 5\text{m}$

$$M_1 = \frac{-(q \cdot L_1^3 + q \cdot L_2^3)}{8(L_1 + L_2)} = -23.69 \text{ KN.m}$$

Travée 1-1: $0 \leq x \leq 5$

$$R_0 + R_1 - q_u \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 50.1 \text{ KN}$$

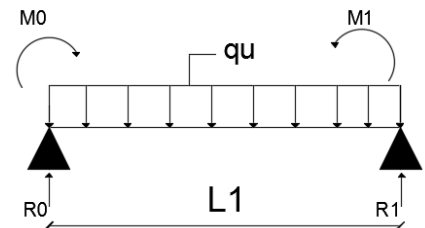
$$\begin{aligned} \sum M/1 = 0 &\Rightarrow R_0 = \frac{q_u \times L_1}{2} + \frac{M_1}{L} \\ &\Rightarrow R_0 = 14.212 \text{ KN} \\ &\Rightarrow R_1 = 35.888 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -23.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 14.212 \text{ KN} \\ T(5) = -23.688 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_u \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = 1.875 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = M(1.875) = 13.32 \text{ KN.m}$$



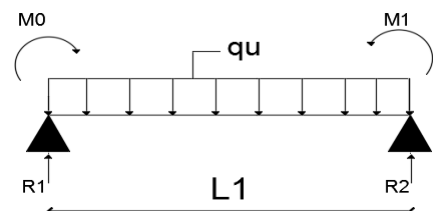
Travée 2-2: $0 \leq x \leq 5$

$$R_1 + R_2 - q_u \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 50.1 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M/1 = 0 &\Rightarrow R_2 = \frac{q_u \times L_2}{2} + \frac{M_1}{L} \\ &\Rightarrow R_2 = 14.212 \text{ KN} \\ &\Rightarrow R_1 = 35.888 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -23.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

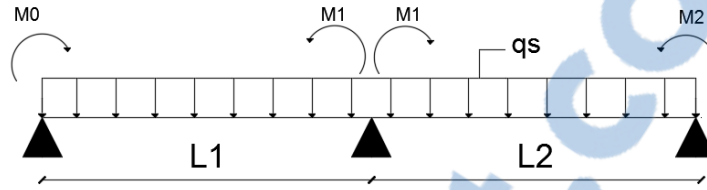
$$T(x) = R_2 - q_u \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 14.212 \text{ KN} \\ T(5) = -23.688 \text{ KN} \end{cases}$$



Si $T(x) = 0 \Rightarrow R_2 - q_u \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{q_u} = 1.875 \text{ m}$

$\Rightarrow M_{\max} = M(1.875) = 13.32 \text{ KN.m}$

▪ **ELS :** $q_s = 5.434 \text{ KN/ml}$



$$M_0 \cdot L_1 + 2 M_1 (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 \cdot E \cdot I (R_{g1} - R_{d1})$$

$L_1 = L_2 = 5 \text{ m}$

$$M_1 = \frac{-(q_s \cdot L_1^3 + q_s \cdot L_2^3)}{8 \cdot (L_1 + L_2)} = -16.98 \text{ KN.m}$$

Travée 1-1: $0 \leq x \leq 5$

$R_1 + R_2 - q_s \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = 27.17 \text{ KN}$

$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{q_s \cdot L_1}{2} + \frac{M_1}{L_1}$

$\Rightarrow R_1 = 16.89 \text{ KN}$

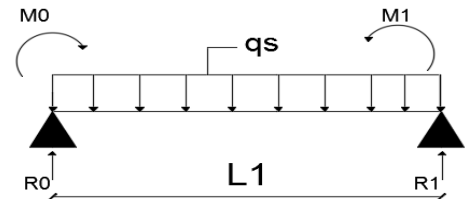
$\Rightarrow R_1 = 16.89 \text{ KN}$

$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -16.98 \text{ KN.m} \end{cases}$

$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 10.189 \text{ KN} \\ T(5) = -16.526 \text{ KN} \end{cases}$

Si $T(x) = 0 \Rightarrow R_0 - q_s \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_s} = 1.875 \text{ m}$

$\Rightarrow M_{\max} = M(1.875) = 9.57 \text{ KN.m}$



Travée 2-2: $0 \leq x \leq 5$

$R_1 + R_2 - q_s \cdot L_1 = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 27.17 \text{ KN}$

$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 = \frac{q_s \cdot L_2}{2} + \frac{M_1}{L_1}$

$\Rightarrow R_2 = 10.19 \text{ KN}$

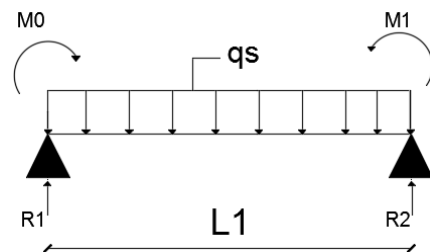
$\Rightarrow R_1 = 16.89 \text{ KN}$

$M(x) = R_2 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} \Rightarrow M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(5) = -16.98 \text{ KN.m} \end{cases}$

$T(x) = R_2 - q_s \cdot x \Rightarrow T(x) = \begin{cases} T(0) = 10.189 \text{ KN} \\ T(5) = -16.526 \text{ KN} \end{cases}$

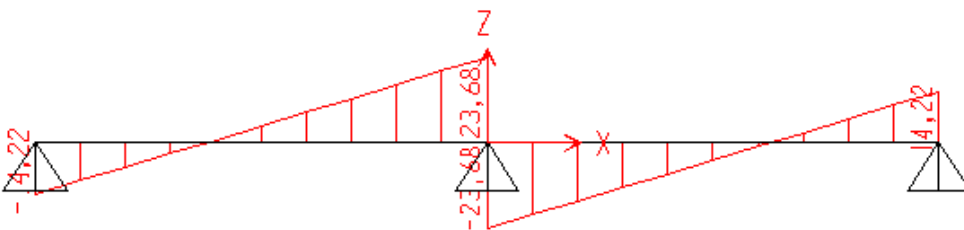
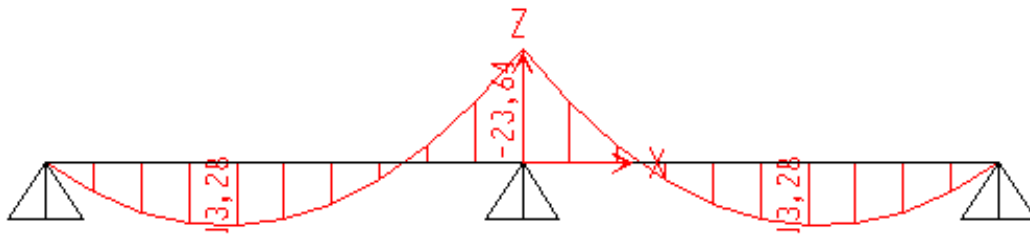
Si $T(x) = 0 \Rightarrow R_2 - q_s \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{q_s} = 1.875 \text{ m}$

$\Rightarrow M_{\max} = M(1.875) = 9.57 \text{ KN.m}$



III.2.4.1 Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants 1^{er} étage (type 02):

- ELU :



- ELS :

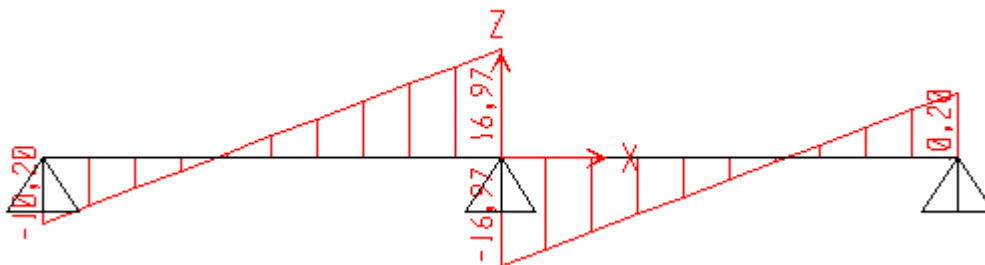
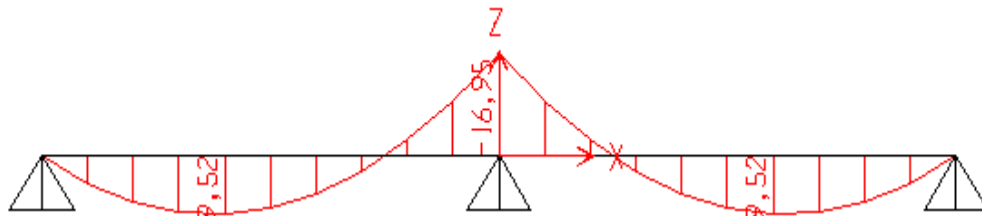


Figure III.1: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants 1^{er} étage (type 02) SAP2000

III.2.5 Récapitulation de M_{max} et T_{max} :

Les résultats obtenus par logiciel SAP2000 :

✚ Bloc A1 & A2 :

	Type	ELU			ELS		
		M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
1^{er} Etage	1	19,92	14,77	22,93	14,28	10,59	16,44
	2	23,64	13,28	23,68	16,95	9,52	16,97
	3	0	22,32	17,86	0	16,31	13,05
	4	20,22	14,65	22,99	14,51	10,50	16,49
	5	18,93	15,16	22,74	13,57	10,87	16,30
Etages courants	1	17,36	12,87	19,98	12,57	9,32	14,47
	2	20,60	11,57	20,63	14,92	8,38	14,94
	5	16,50	13,21	19,81	11,95	9,57	14,35
	6	17,04	13,27	19,78	12,28	9,60	14,33
	7	17,43	12,84	20,00	12,62	9,30	14,48
	8	17,04	7,22	19,39	12,28	5,23	2,54
Terrasse	1	15,42	11,43	17,75	11,14	8,26	12,82
	2	18,30	10,28	18,33	13,22	7,43	13,24
	5	14,66	11,74	17,60	10,59	8,48	12,71
	6	14,97	11,61	17,66	10,79	8,40	12,75
	7	15,48	11,41	17,77	11,18	8,24	12,83

Tableau III.3: Récapitulation de M_{max} et T_{max} du bloc A1 & A2

✚ Bloc E1 & E2 :

	Type	ELU			ELS		
		M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	T _{max} (KN)
1 ^{er} étage	9	22,89	18,21	25,01	16,41	13,05	17,83
2 ^{ème} étage	9	17,72	14,09	19,36	12,80	10,18	13,98

Tableau III.4: Récapitulation de M_{max} et T_{max} du bloc E1 & E2

III.2.6 Ferrailages des poutrelles :

1^{er} étage (bloc A1 & A2) :

✚ ELU :

a. En travée :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 92.105 \text{ KN.m} > M_u = 22.32 \text{ KN.m}$$

Donc on ferraille comme une section rectangulaire de (65×25) cm².

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.048 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.061$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.32 \times 10^{-3}}{0.219 \times 347.826} = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 0.9 \times 25 \times 2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3T12 de section 3.39 cm²

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.275 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.411$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.188 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.64 \times 10^{-3}}{0.188 \times 347.826} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **2T16** de section **4.02 cm²**

✚ Vérification à l'ELS :

a. En travée :

- **On suppose que l'axe neutre dans la table :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{65 x^2}{2} - 15 \times 3.39(0.9 \times 25 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 389 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 5.21 \text{ cm} > h_0 = 5 \text{ cm} \quad \text{Hypothèse est fausse}$$

$$\text{Donc : } \frac{bx^2}{2} - \frac{(b-b_0)}{2} \cdot (x - h_0)^2 - n \cdot A_{st}(d - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 378.32 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 5.21 \text{ cm}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} - \frac{(b-b_0)}{3} \cdot (x - h_0)^3 + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 1,827 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{16.31 \times 10^{-3} \times 0.0521}{1.827 \times 10^{-4}} = 4.65 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 16.31 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.15 - 0.0521)}{1.827 \times 10^{-4}} = 111 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} \text{ pas de limite (fissuration non prejuduciable)}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = 4.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 111 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} \text{ (pas de limite)} \quad \text{CV}$$

b. En appui :

$$\frac{b_0 x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{12 x^2}{2} - 15 \times 4.02(0.9 \times 25 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 190.26 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 10.83 \text{ cm}$$

- **Inertie :**

$$I = \frac{b_0 x^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 1.3293 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

▪ **Calcul des contraintes :**

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{16.95 \times 10^{-3} \times 0.1083}{1.3293 \times 10^{-4}} = 13.81 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n.Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \times 16.95 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.15 - 0.01083)}{1.3293 \times 10^{-4}} = 237.5 \text{ MPa}$

▪ **Vérification des contraintes :**

$\sigma_{bc} = 13.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **CV**

$\sigma_{st} = 237.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}$ (Pas de limite) **CV**

▪ **Vérification au cisaillement:**

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.68 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.9 \times 0.25} = 0.162 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$\bar{\tau} = \min(3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}$ **CV**

▪ **Calcul des armatures transversales :**

$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{\min}; \frac{b}{10}\right)$

$\Rightarrow \emptyset \leq \min\left(\frac{25}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right)$

$\Rightarrow \emptyset \leq 0.71 \text{ cm}$ donc : on choisi $\emptyset = 6 \text{ mm}$

▪ **Calcul d'espacement des cadres : D'après RPA99 V 2003**

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

$\Rightarrow S_t \leq 6.25 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t = 6 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\Rightarrow S_t \leq 12.5 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

▪ **Vérification au glissement : (En appuis) :**

$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$

$\Rightarrow 23.68 - \frac{23.64}{0.9 \times 0.9 \times 0.25} \leq 0$

$\Rightarrow -93.07 \leq 0$ **CV**

▪ **Condition de la flèche :**

D'après **B.A.E.L.91**: $f \leq f_{adm}$

Tel que $f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ avec $L_{max} = 500$ cm

$$\Rightarrow f_{adm} = 1 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 8.972 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

Avec : $\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.9 \times 0.25} = 0.013$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.013 \times \left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65} \right)} = 3.16$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 0.818$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = 2.753 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_i = \frac{16.31 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.2 \times 2.753 \times 10^{-4}}$$

$\Rightarrow f_i = 0.0046 \text{ m} < f_{adm} = 0.01 \text{ m}$ **CV**

▪ **L'ancrage des armatures :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} \text{ avec } \Psi = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$L_1 = 10\phi \text{ (} \theta = 90^\circ \text{)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

Un crochet à 90° : $\begin{cases} \alpha = 0.87 \\ \beta = 2.19 \end{cases}$

ϕ (mm)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
10	2.835	35.27	10	5.5	4.53	15
12	2.835	42.33	12	6.6	5.44	15
14	2.835	49.38	14	7.7	6.34	15
16	2.835	56.43	16	8.8	7.24	18

Tableau III.5 :L'ancrage des armatures des poutrelles

✚ Blob A1 & A2 :

	Types	Armatures longitudinales				Armatures transversale (mm)	Espacement (cm)
		En travée		En appui			
		A _{st} (cm ²)	choix	A _{sa} (cm ²)	choix		
1^{er} Etage	1	1.92	3T10	2.94	2T14	Ø6	12 (zone Courante) 6 (zone Nodale)
	2	1.72	3T10	3.62	2T16		
	3	2.93	3T12	/	/		
	4	1.9	3T10	2.99	2T14		
	5	1.97	3T10	2.76	2T14		
Etages courants 2 à 15	1	1.67	3T10	2.50	1T12+1T14	Ø6	12 (zone Courante) 6 (zone Nodale)
	2	1.50	3T10	3.05	1T14+1T16		
	5	1.71	3T10	2.36	1T12+1T14		
	6	1.72	3T10	2.45	1T12+1T14		
	7	1.66	3T10	2.52	1T12+1T14		
	8	0.93	3T10	2.45	1T12+1T14		
Terrasse accessible	1	1.5	3T10	2.18	2T12	Ø6	12 (zone Courante) 6 (zone Nodale)
	2	1.33	3T10	2.66	2T14		
	5	1.52	3T10	2.07	2T12		
	7	1.49	3T10	2.18	2T12		
	9	1.5	3T10	2.12	2T12		

Tableau III.6 : Récapitulation du ferrailage des poutrelles du bloc A1 & A2

✚ Bloc E1 & E2 :

	Types	Armatures longitudinales				Armatures transversale (mm)	Espacement (cm)
		En travée		En appui			
		A _{st} (cm ²)	choix	A _{sa} (cm ²)	choix		
1 ^{er} étage	9	2.37	3T12	3.48	2T16	Ø6	12 (zone Courante) 6 (zone Nodale)
Terrasse	9	1.82	3T10	2.56	2T14		

Tableau III.7: Récapitulation du ferrailage des poutrelles du bloc E1 & E2

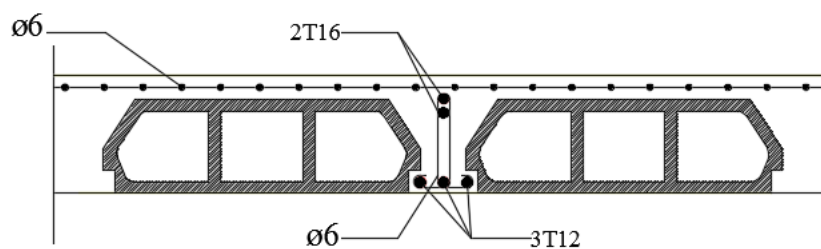


Figure III.2 Ferrailage des poutrelles en appuis

III.3 Etude du plancher dalle pleine :

III.3.1 Dalle pleine sous-sol 1:

III.3.1.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

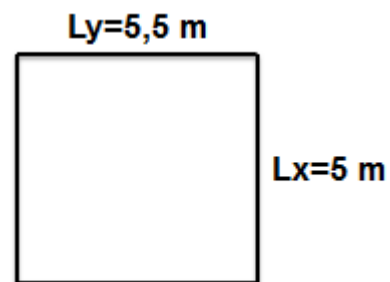
$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.5} = 0.91 \Rightarrow 0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{500}{40} \Rightarrow h \geq 12.5 \text{ cm}$$

Donc on prend **h = 15 cm**



III.3.1.2 Combinaisons d'action:

G= 4.83 kN/m²

Q= 2.5 kN/m²

ELU : q_u = (1.35G+1.5Q)×1ml ⇒ P_u=10.27 KN/ ml

ELS: q_s = (G+Q) ×1ml ⇒ P_s =7.33 KN/ml

III.3.1.3 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1.91$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

- $\text{ELU : } \begin{cases} M_x = 0.0447 \times 10.27 \times 5^2 = 11.48 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8036 \times 11.48 = 9.23 \text{ KN.m} \end{cases}$
- $\text{ELS : } \begin{cases} M_x = 0.0518 \times 7.33 \times 5^2 = 9.49 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8646 \times 9.49 = 8.21 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.3.1.4 Les moments totaux appliqués sur la dalle :

✚ **Pour M_x :**

a. ELU : $M_x = 11.48 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.8 M_x = 9.184 \text{ KN.m}$
 $M_g = 0.3 M_x = 3.444 \text{ KN.ml}$ (Appuis de rive)
 $M_d = 0.5 M_x = 5.740 \text{ KN.ml}$ (Les autres appuis)

✓ **Condition de B.A.E.L :** $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$
 $\Rightarrow 9.184 + \frac{3.444 + 5.740}{2} = 13.776 \text{ KN.m} < 14.35 \text{ KN.m}$ **CNV**

On augment $M_t = 0.85 M_x = 9.758 \text{ KN.m}$
 $\Rightarrow 9.578 + \frac{3.444 + 5.740}{2} = 14.36 \text{ KN.m} > 14.35 \text{ KN.m}$ **CV**

b. ELS : $M_x = 9.49 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.8 M_x = 7.592 \text{ KN.m}$
 $M_g = 0.3 M_x = 2.847 \text{ KN.ml}$ (Appuis de rive)
 $M_d = 0.5 M_x = 4.745 \text{ KN.ml}$ (Les autres appuis)

✓ **Condition de B.A.E.L :** $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$
 $\Rightarrow 7.592 + \frac{2.847 + 4.745}{2} = 11.388 \text{ KN.m} < 11.863 \text{ KN.m}$ **CNV**

On augment $M_t = 0.85 M_x = 8.067 \text{ KN.m}$
 $\Rightarrow 8.067 + \frac{2.847 + 4.745}{2} = 11.863 \text{ KN.m} \geq 11.863 \text{ KN.m}$ **CV**

✚ **Pour M_y :**

a. ELU : $M_y = 9.23 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.8 M_x = 7.384 \text{ KN.m}$
 $M_g = 0.3 M_x = 2.769 \text{ KN.ml}$ (Appuis de rive)
 $M_d = 0.5 M_x = 4.615 \text{ KN.ml}$ (Les autres appuis)

✓ **Condition de B.A.E.L :** $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$
 $\Rightarrow 7.384 + \frac{2.769 + 4.615}{2} = 11.076 \text{ KN.m} < 11.538 \text{ KN.m}$ **CNV**

On augment $M_t = 0.85 M_x = 7.846 \text{ KN.m}$
 $\Rightarrow 7.846 + \frac{2.769 + 4.615}{2} = 11.538 \text{ KN.m} \geq 11.538 \text{ KN.m}$ **CV**

- b. ELS :** $M_y = 8.21 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.8 M_x = 6.568 \text{ KN.m}$
 $M_g = 0.3 M_x = 2.463 \text{ KN.ml}$ (Appuis de rive)
 $M_d = 0.5 M_x = 4.105 \text{ KN.ml}$ (Les autres appuis)

✓ **Condition de B.A.E.L :** $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$
 $\Rightarrow 6.568 + \frac{2.463 + 4.105}{2} = 9.852 \text{ KN.m} < 10.263 \text{ KN.m}$ **CNV**

On augment $M_t = 0.85 M_x = 6.979 \text{ KN.m}$
 $\Rightarrow 6.979 + \frac{2.463 + 4.105}{2} = 10.263 \text{ KN.m} \geq 10.263 \text{ KN.m}$ **CV**

III.3.1.5 Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol :

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$M_{a \text{ max}}$ (KN.m)	$M_{t \text{ max}}$ (KN.m)
ELU	11.48	9.23	5.74	9.76
ELS	9.49	8.21	4.75	8.07

Tableau III.8: Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle sous-sol

III.3.1.6 Calcul du ferrailage de la dalle:

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions :

$$\begin{cases} M_t = 9.76 \text{ KN.m} \\ M_a = 5.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ **ELU :**

a. En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.76 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.038 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.76 \times 10^{-3}}{0.132 \times 347.826} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

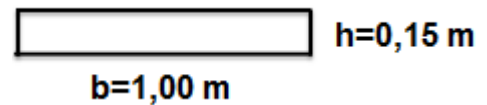
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 0.9 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **5T10** de section **3.93 cm²/ml**



b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.74 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.022 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.133 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.74 \times 10^{-3}}{0.133 \times 347.826} = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **5T10** de section **3.93 cm²/ml**

• **Armature de répartition :**

En travée et en appui : $A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En prend : **5T10=3.93 cm²**

• **Espacement :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow$ Direction la plus sollicité (**B.A.E.L 91**)

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(45, 33 \text{ cm}) \quad \text{CV}$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

a. En travée :

1. Positon de l'axe neutre

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow \frac{100x^2}{2} - 15 \times 3.93(0.9 \times 15 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 403.287 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 3.44 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4 = 7.32 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{8.067 \times 10^{-3} \times 0.0344}{7.32 \times 10^{-5}} = 3.79 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s(d - x)}{I} = \frac{15 \times 8.067 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.15 - 0.0344)}{7.32 \times 10^{-5}} = 166.30 \text{ MPa}$

4. Calcul des contraintes admissibles :

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

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable)

Vérification :

$\sigma_{bc} = 3.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$

$\sigma_{st} = 166.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$

5. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10.27 \times 5 \times 5.5}{2 \times 5 + 5.5} = 18.22 \text{ MPa}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{10.27 \times 5}{3} = 17.12 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \max(T_x, T_y) = 18.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.01812}{1 \times 0.9 \times 0.15} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

6. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.15 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.15} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0029 < 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{0.15}{1} \geq \frac{8.067}{10 \times 9.49} \Rightarrow 0.15 > 0.085 \quad \text{CV}$$

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

b. En appui :

1. Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{4.75 \times 10^{-3} \times 0.0344}{7.32 \times 10^{-5}} = 2.23 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 4.75 \times 10^{-3} \cdot (0.9 \times 0.15 - 0.0344)}{7.32 \times 10^{-5}} = 97.82 \text{ MPa}$

2. Calcul des contraintes admissibles :

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

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

Vérification :

$\sigma_{bc} = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$

$\sigma_{st} = 97.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$

III.3.1.7 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine sous-sol :

	A_{st} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	A_r choisi (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	2.09	1.63	5T10=3.93	0.98	5T10=3.93	20
Appui	1.24	1.63	5T10=3.93	0.98	5T10=3.93	20

Tableau III.9 : Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine sous-sol

III.3.2 Dalle pleine RDC :

III.3.2.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

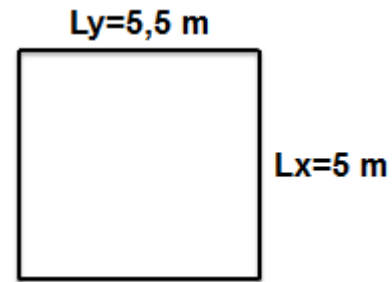
$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.5} = 0.91 \Rightarrow 0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{500}{40} \Rightarrow h \geq 12.5 \text{ cm}$$

Donc on prend **h = 15 cm**



III.3.2.2 Combinaisons d'action:

$G= 6.11 \text{ KN/m}^2$

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

ELU : $q_u = (1.35G+1.5Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow P_u=15.7485 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = (G+Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow P_s =11.11 \text{ KN/ml}$

III.3.2.3 Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle :

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Ma_{max}(KN.m)	Mt_{max}(KN.m)
ELU	17.60	14.14	8.80	14.96
ELS	14.39	12.44	7.19	12.23

Tableau III.10: Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle RDC

III.3.2.4 Récapitulation du ferrailage de la dalle RDC:

	A_{st} (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	Choix (cm²/ml)	A_r (cm²/ml)	A_rchoisi (cm²/ml)	S_t (cm)
Travée	3.28	1.63	5T10=3.93	1.41	5T10=3.93	20
Appui	1.90	1.63	5T10=3.93	0.98	5T10=3.93	20

Tableau III.11 : Récapitulation du ferrailage de la dalle RDC

III.3.3 Dalle pleine Balcon :

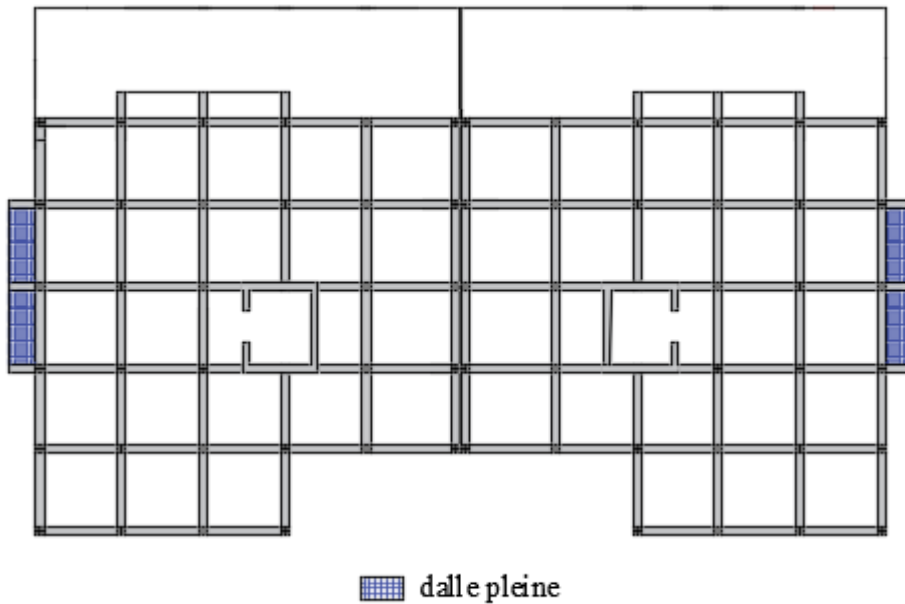
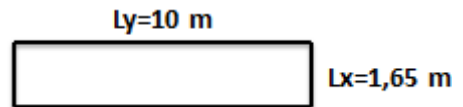


Figure III.3 : Position du balcon dalle pleine

III.3.3.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{10} = 0.165 \Rightarrow \frac{L_x}{L_y} < 0.4$$

Donc la dalle portant dans un seul sens.

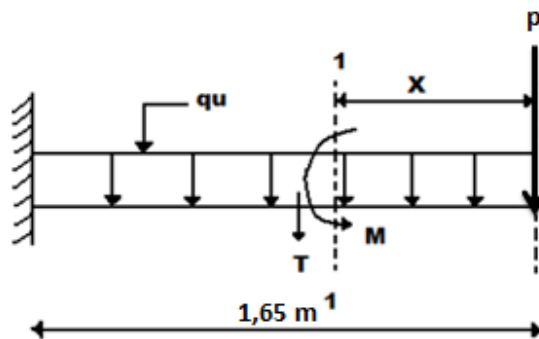


Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h \geq \frac{165}{30} \Rightarrow h \geq 5.5 \text{ cm}$$

Donc on prend **h = 15 cm**

III.3.3.2 Combinaisons d'action:



Le calcul se fait comme une console pour une bonde de 1ml.

$$G = 5.11 \text{ KN/ml} \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 5.11 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml} \times 1\text{ml} \Rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

$$P = (1.30 + 0.36 \times 2) \text{ KN/m}^2 \times 1.20 \times 1\text{ml} \Rightarrow P = 2.424 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q & \Rightarrow q_u = 12.15 \text{ kN/ml} \\ p_u = 1.35G & \Rightarrow p_u = 3.27 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} q_s = G + Q & \Rightarrow q_s = 8.61 \text{ KN/ml} \\ p_s = p & \Rightarrow p_s = 2.424 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.3.3.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a. **ELU :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$M_x = -p_u \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2} = -3.27x - \frac{12.15}{2}x^2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.65) = -21.93 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$M'(x) = -p_u - q_u \cdot x = 0 \Rightarrow x = -\frac{p_u}{q_u} = -0.27 \notin [0, 1.65]$$

$$T_x = p_u + q_u \cdot x = 3.27 + 12.15x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 3.27 \text{ KN} \\ T(1.65) = 23.32 \text{ KN} \end{cases}$$

b. **ELS :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$M_x = -p_s \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2} = -2.424x - \frac{8.61}{2}x^2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.65) = -15.72 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

$$M'(x) = -p_s - q_s \cdot x = 0 \Rightarrow x = -\frac{p_s}{q_s} = -0.28 \notin [0, 1.65]$$

$$T_x = p_s + q_s \cdot x = 2.424 + 8.61x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2.424 \text{ KN} \\ T(1.65) = 16.63 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.3.4 Récapitulation des moments et des efforts tranchants :

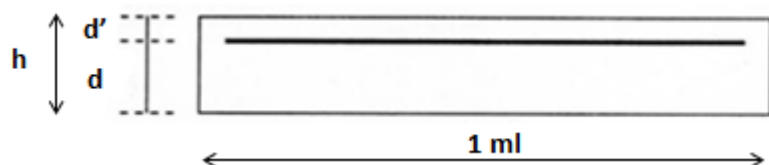
x(m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	3.27	0	2.424
1.65	-21.93	23.32	-15.72	16.63

Tableau III.12 : Récapitulation de M et T de la dalle pleine balcon

III.3.3.5 Détermination du ferrailage de la dalle pleine balcon :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0.1h = 1.5 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} \end{cases}$$



ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.085 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.111$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.93 \times 10^{-3}}{0.129 \times 347.826} = 4.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **5T12** de section **5.65 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$\text{En travée et en appui : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend : **5T10** de section **3.93 cm²/ml**

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(45, 33 \text{ cm}) \quad \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

a. En travée :

1. Positon de l'axe neutre:

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) &= 0 \Rightarrow \frac{100x^2}{2} - 15 \times 5.65(13.5 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 485.81 \text{ cm} \\ &\Rightarrow x = 4.01 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4 = 9.78 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{15.72 \times 10^{-3} \times 0.0401}{9.78 \times 10^{-5}} = 6.45 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 15.72 \times 10^{-3} (0.135 - 0.0401)}{9.78 \times 10^{-5}} = 228.81 \text{ MPa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :

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

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$ (fissuration prejuduciable)

Vérification :

$\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **CV**

$\sigma_{st} = 228.81 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ **CNV**

$A_{min} = 0.5\% B$ d'après RPA99

$\Rightarrow A_{min} = 0.5\% \cdot 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $s_t=15 \text{ cm}$

5. Vérification au cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{23.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **CV**

6. Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.15 > 0.0625$ **CV**

$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0059 < 0.0105$ **CV**

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

III.3.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon :

Armature longitudinal (cm ² /ml)			Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{min} (RPA)	A _{st} choisi	A _r calculé	A _r choisi
4.89	7.5	7T12=7.92	1.98	5T10=3.93

Tableau III.3.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon

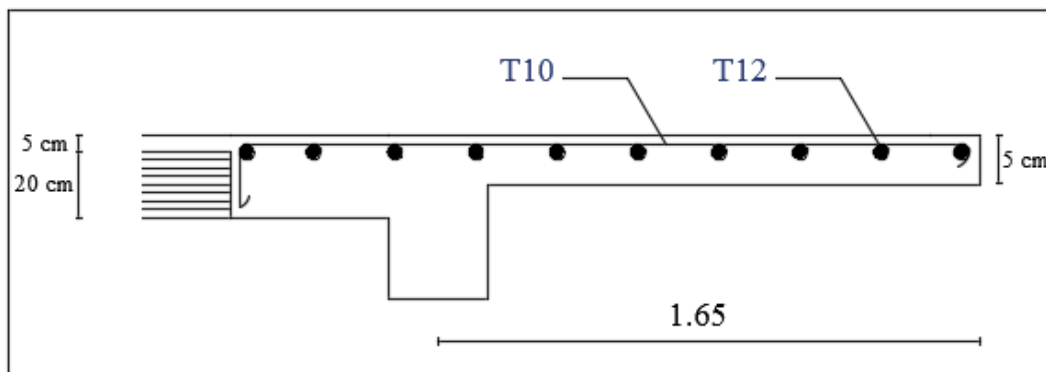


Figure III.4 : Ferrailage de la dalle pleine balcon

III.3.4 La rampe d'accès des deux sous-sols :

La rampe d'accès est un plan incliné établi entre deux niveaux servant à faire passer les véhicules d'un niveau à l'autre.

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} = \frac{2.52}{15.5} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2.52}{15.5}\right)$$

Donc : $\alpha = 9.23^\circ$

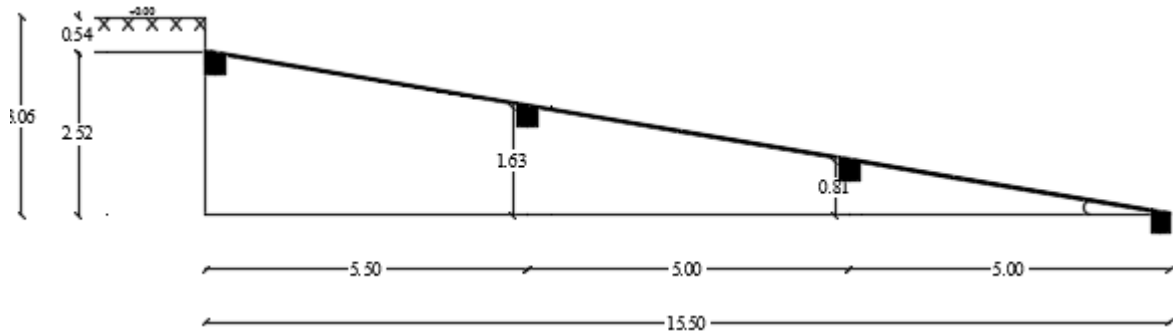


Figure III.5 : Schéma statique de la rampe d'accès des deux sous-sols

III.3.4.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

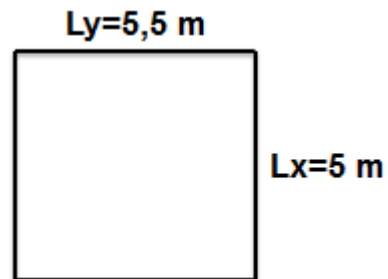
$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.5} = 0.91 \Rightarrow 0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{500}{40} \Rightarrow h \geq 12.5 \text{ cm}$$

Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$



III.3.4.2 Combinaisons d'action:

$$\alpha = 9.23^\circ$$

$$G = \frac{4.83}{\cos 9.23} = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow P_u = 10.365 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \Rightarrow P_s = 7.4 \text{ KN/ml}$$

III.3.4.3 Récapitulation des moments totaux appliqués sur la dalle :

	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	$M_{a_{\max}}$ (KN.m)	$M_{t_{\max}}$ (KN.m)
ELU	11.583	9.308	5.792	9.846
ELS	9.583	8.285	4.792	8.146

Tableau III.14 : Récapitulation des moments totaux appliqués sur la rampe d'accès

III.3.4.4 Récapitulation du ferrailage de la rampe d'accès :

	A_{st} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	A_r choisi (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	2.14	1.63	5T10=3.93	0.98	5T10=3.93	20
Appui	1.25	1.63	5T10=3.93	0.98	5T10=3.93	20

Tableau III.15 : Récapitulation du ferrailage de la rampe d'accès

CHAPITRE IV :
ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Rapport-Gratuit.com

IV.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

IV.2 Etude des escaliers :

L'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, permettant le passage à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant. Notre structure présente des hauteurs d'étage différentes, et pour cela on distingue deux types d'escalier, chacune est constitués de trois volées séparées par un palier de repos.

IV.2.1 Schéma d'un escalier :

Un escalier se compose :

- ✓ La marche : c'est la partie sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- ✓ La contre marche : c'est la partie verticale d'une marche
- ✓ Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.
- ✓ Le giron : c'est la largeur d'une marche.
- ✓ La paillasse : c'est la dalle qui monte sous les marches
- ✓ Palier situé entre deux volées et limitant le nombre de marches

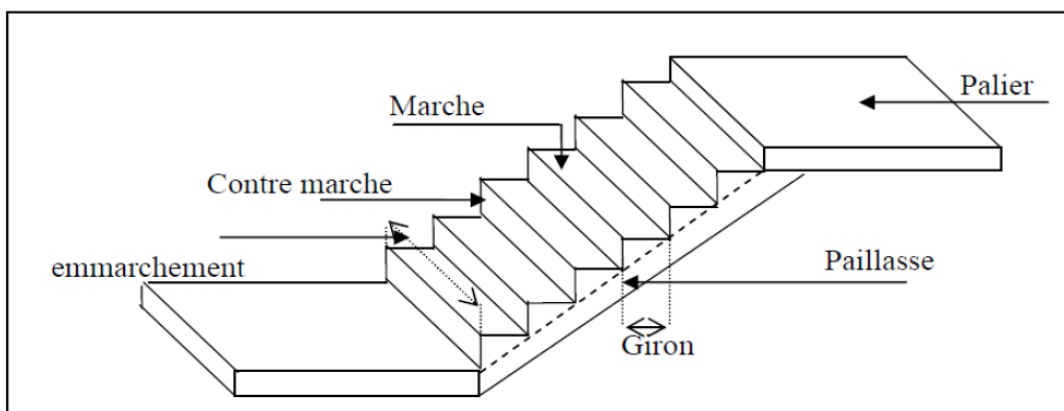


Figure IV.1 : Schéma d'un escalier

IV.2.2 Calcul des escaliers :

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

BLONDEL:

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

$$0.25 \leq g \leq 0.32 \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

Avec :

h' : hauteur de la marche (contre marche :

h' = 17 cm).

g : largeur de la marche.

Nombres des contres marches : $n = \frac{H_e}{h'}$

Nombres des marches : $n' = n - 1$

La longueur de la ligne de foulée : $L = g \times (n - 1)$

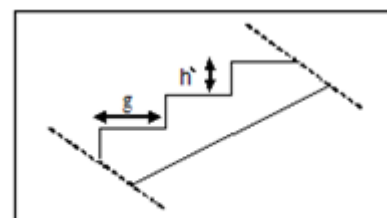


Figure IV.2 : Coupe Transversal des escaliers

IV.2.2.1 Escalier type 01 (les deux sous-sols et les étages courants) :

$$n = \frac{He}{h'} = \frac{306}{17} = 18$$

$$n' = 18 - 1 = 17$$

$$\tan \alpha = \frac{Z}{L}$$

Volée	L (m)	Z (m)	α	n	n'
Volée A	1.2	0.85	35.31	5	4
Volée B	2.1	1.36	32.93	8	7

Tableau IV.1 : Escalier type 01

➤ **Epaisseur de palier (e_p):**

$$\frac{L}{20} < e_p < \frac{L}{15}$$

Volée A : $7 < e_p < 9.33 \Rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$ avec $L = 1.40 \text{ m}$

Volée B : $6.5 < e_p < 8.7 \Rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$ avec $L = 1.30 \text{ m}$

➤ **Epaisseur de paillasse (e_v):**

$$\frac{L}{30} < e_v < \frac{L}{20}$$

Volée A : $4 < e_v < 6 \Rightarrow e_v = 12 \text{ cm}$ avec $L = 1.2\text{m}$

Volée B : $7 < e_v < 10.5 \Rightarrow e_v = 12 \text{ cm}$ avec $L = 2.1 \text{ m}$

IV.2.2.2 Escalier type 02 (RDC) :

$$n = \frac{He}{h'} = \frac{408}{17} = 24$$

$$n' = 24 - 1 = 23$$

$$\tan \alpha = \frac{Z}{L}$$

Volée	L (m)	Z (m)	α	n	n'
Volée A	1.8	1.19	33.45	7	6
Volée B	2.7	1.7	32.20	10	9

Tableau IV.2: Escalier Type 02

➤ **Epaisseur de palier (e_p):**

$$\frac{L}{20} < e_p < \frac{L}{15}$$

Volée A : $5.5 < e_p < 7.33 \Rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$ avec $L = 1.10 \text{ m}$

Volée B : $5 < e_p < 6.67 \Rightarrow e_p = 12 \text{ cm}$ avec $L = 1.00 \text{ m}$

➤ Epaisseur de paille (e_v):

$$\frac{L}{30} < e_v < \frac{L}{20}$$

Volée A : 6 < e_v < 9 ⇒ e_v = 12 cm avec L = 1.2m

Volée B : 9 < e_v < 13.5 ⇒ e_v = 12 cm avec L = 2.1 m

IV.2.3 Descente des charges :

IV.2.3.1 Palier (Type 01 et 02) :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.12	25	3
G(kN/m²)	4.52		
Q(kN/m²)	2.50		

Tableau IV.3 : Descente des charges pour le palier

IV.2.3.2 Paillasse (Type 01 et 02) :

Désignation	e(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.02	$\frac{20 \times 0.17}{0.3}$	0.23
Mortier de pose vertical	0.02	$\frac{20 \times 0.17}{0.3}$	0.23
Contre marche	$\frac{0.17}{2}$	25	2.13
Enduit en ciment	0.02	$\frac{18}{\cos \alpha}$	$\frac{0.36}{\cos \alpha}$
Poids propre de paillasse	0.12	$\frac{25}{\cos \alpha}$	$\frac{3}{\cos \alpha}$

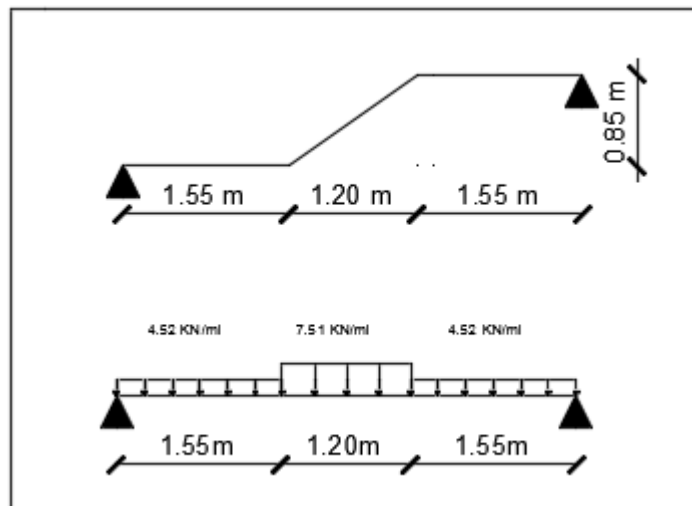
Type	Volée	e_p (m)	α	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)
01	A	0.12	35.31	7.51	2.5
	B	0.12	32.93	7.39	
02	A	0.12	33.45	7.42	2.5
	B	0.12	32.20	7.36	

Tableau IV.4 : Descente des charges pour la pailleasse

IV.2.4 Les types des escaliers:

✚ Type 01 (les deux sous-sols et les étages courants) :

- Volée A :



- Volée B :

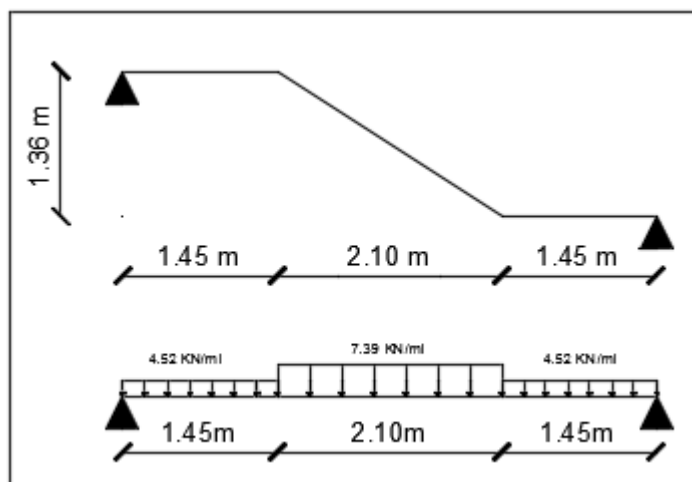
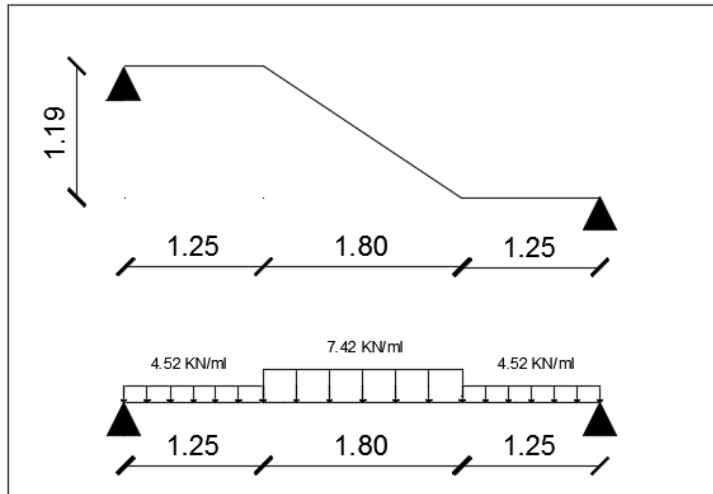


Figure IV.3 : Schéma statique des escaliers type 01

✚ Type 02: (RDC)

- Volée A :



- Volée B

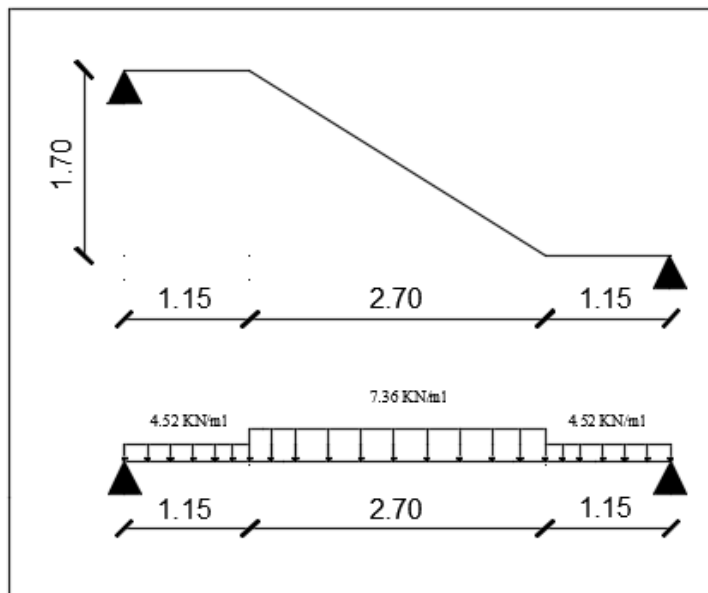


Figure IV.4 : Schéma statique des escaliers type 02

IV.2.5 Détermination des efforts internes des escaliers :

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par la modélisation en **SAP2000**.

Type de volée		ELU		ELS	
		M _{max} (KN.ml)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.ml)	T _{max} (KN)
Type 01	A	26.97	23.60	19.34	16.89
	B	38.52	28.70	27.67	20.56
Type 02	A	28.48	24.25	20.45	17.37
	B	43.19	31.43	31.13	22.59

Tableau IV.5 : Détermination des efforts internes des escaliers

IV.2.6 Détermination du ferrailage des escaliers:

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

0.85 M₀ ⇒ En travées

0.50 M₀ ⇒ En appuis

Ferrailage de Type 01 :

ELU :

a. En travée :

M₀ = 38.52 KN.ml

M_t = 0.85M₀ = 32.742 KN.ml

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32.742 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.12)^2 \times 14.17}$$

μ_u = 0.198 < μ_R = 0.392 ⇒ section simple armature

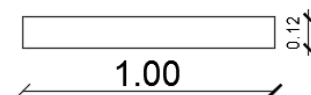
Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

α = 1.25(1 - √(1 - 2μ_u)) = 0.279

Z = d(1 - 0.4α) = 0.096 m

A_{st} = $\frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.742 \times 10^{-3}}{0.096 \times 347.826} = 9.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$



Condition de non fragilité :

A_{min} ≥ $\frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 0.9 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on adopte **9T14** de section **13.85 cm²/ml**

Armature de répartition :

A_r = $\frac{A_{st}}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En prend **5T10** de section **3.93 cm²/ml**

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Direction la plus sollicité (B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 12 \text{ cm} < \min(36, 33 \text{ cm}) \quad \text{CV}$$

b. En appui :

$$M_0 = 38.52 \text{ KN.ml}$$

$$M_t = 0.50M_0 = 19.26 \text{ KN.ml}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.26 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.12)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.117 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.156$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.101 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.26 \times 10^{-3}}{0.101 \times 347.826} = 5.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **7T12** de section **7.92 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **4T10** de section **3.14 cm²/ml**

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \quad \text{(B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = \frac{100}{7} = 15 \text{ cm} < \min(36, 33 \text{ cm}) \quad \text{CV}$$

✚ Vérification à l'ELS :**a. En travée :****7. Positon de l'axe neutre:**

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) &= 0 \Rightarrow \frac{100 x^2}{2} - 15 \times 13.85(0.9 \times 15 - x) = 0 \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 701.36 \text{ cm} \\ &\Rightarrow x = 4.94 \text{ cm} \end{aligned}$$

8. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 1.12 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

9. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{23.52 \times 10^{-3} \times 0.0494}{1.12 \times 10^{-4}} = 10.37 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 23.52 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.12 - 0.0494)}{1.12 \times 10^{-4}} = 184.59 \text{ MPa}$$

10. Calcul des contraintes admissibles :

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

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration prejudusable})$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 10.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 184.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

11. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u_{\max}}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{28.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.12} = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

12. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3.06}{5} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.612 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

Avec : h : hauteur de la cage d'escalier.

l : distance entre appuis.

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{13.85 \times 10^{-4}}{1 \times 0.9 \times 0.15} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.0103 < 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{3.06}{5} \geq \frac{23.52}{10 \times 27.67} \Rightarrow 0.612 \geq 0.085 \quad \text{CV}$$

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

b. En appui :**1. Position de l'axe neutre:**

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{sa}(d-x) &= 0 \Rightarrow \frac{100x^2}{2} - 15 \times 7.92(0.9 \times 12 - x) = 0 \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 520.31 \text{ cm} \\ &\Rightarrow x = 4.01 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sa}(d-x)^2 = 7.63 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{13.835 \times 10^{-3} \times 0.0401}{7.63 \times 10^{-5}} = 7.27 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 13.835 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.12 - 0.0401)}{7.63 \times 10^{-5}} = 184.68 \text{ MPa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :

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

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 7.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 213.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

IV.2.7 Récapitulation du ferrailage des escaliers:

		A_{st} (cm ² /ml)	Choix (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_r (cm ² /ml)	A_r choisi (cm ² /ml)	S_t (cm)
Type 01	Travée	9.81	9T14=13.85	12	3.46	5T10=3.93	20
	Appui	5.48	7T12=7.92	15	1.70		
Type 02	Travée	8.44	9T14=13.85	12	3.46	5T10=3.93	20
	Appui	4.81	7T12=7.92	15	1.70		

Tableau IV.6 : Récapitulation du ferrailage des escaliers

IV.2.8 Etude de la poutre palière (les sous-sols et les étages courants) :

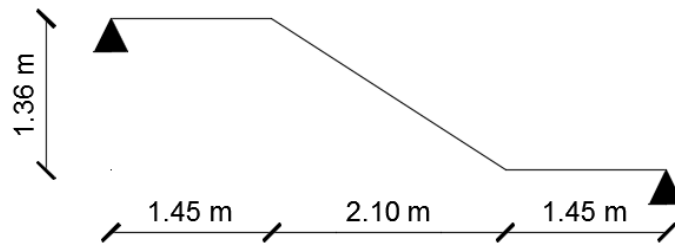


Figure IV.5 Schéma statique de la poutre palière

➤ Pré-dimensionnement:

Selon le **B.A.E.L 91**, la poutre sera pré-dimensionnée par le critère de rigidité :

$L = 5 \text{ m}$

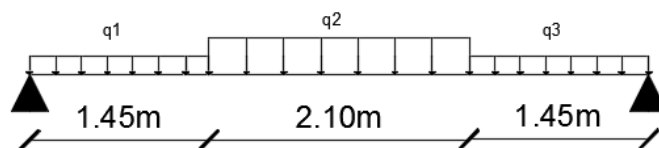
$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50 \quad \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$

Selon **RPA99 V 2003** les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ h = 44 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 & \text{CV} \end{array} \right.$$

➤ Evaluation des charges :



✚ Poids propre de la poutre:

$$pp_1 = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

$$pp_2 = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times \frac{1}{\cos 32.93} = 3.57 \text{ KN/m}$$

$$pp_3 = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

✚ Poids du mur situé sur la poutre

$$p_1 = 1.91 \times 0.6 = 1.15 \text{ KN/m}$$

$$p_2 = 1.91 \times 1.28 = 2.44 \text{ KN/m}$$

$$p_3 = 1.91 \times 1.96 = 3.74 \text{ KN/m}$$

✚ Réaction du palier sur la poutre :

$$R_b = \frac{2.T}{L} = 28.70 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + R_b + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + R_b + Q$$

	q ₁ (KN/m)	q ₂ (KN/m)	q ₃ (KN/m)	M _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)
ELU	34.30	36.81	37.80	113.58	92.72
ELS	32.85	34.71	35.44	107.22	87.29

Tableau IV.7: Détermination des efforts internes de la poutre palière

IV.2.8.1 Calcul du ferrailage de la poutre palière:

$$\{ M_t = 0.85M_0 = 96.54 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_a = 0.50 M_0 = 56.79 \text{ KN.m}$$

✚ ELU :

a. En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{96.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.175 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.242$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.325 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{96.54 \times 10^{-3}}{0.325 \times 347.826} = 8.54 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 0.9 \times 40 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6T14** de section **9.24 cm²**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{56.79 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.103 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.136$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.340 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.79 \times 10^{-3}}{0.340 \times 347.826} = 4.80 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **2T14 + 1T16** de section **5.09 cm²**

✚ Vérification à l'ELS :**a. En travée :****1. Positon de l'axe neutre:**

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) &= 0 \Rightarrow \frac{30x^2}{2} - 15 \times 9.24(0.9 \times 40 - x) = 0 \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 564.43 \text{ cm} \\ &\Rightarrow x = 14.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 9.45 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{91.14 \times 10^{-3} \times 0.142}{9.45 \times 10^{-4}} = 13.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 91.14 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.4 - 0.142)}{9.45 \times 10^{-4}} = 315.37 \text{ MPa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :

$$\text{Béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} \text{ pas de limite (Fissuration peu préjudiciable)}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 13.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 315.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} \text{ pas de limite}$$

b. En appui :**1. Positon de l'axe neutre:**

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{sa}(d - x) &= 0 \Rightarrow \frac{30x^2}{2} - 15 \times 5.09(0.9 \times 40 - x) = 0 \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 413.21 \text{ cm} \\ &\Rightarrow x = 11.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sa}(d - x)^2 = 6.10 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{Ms.x}{I} = \frac{53.61 \times 10^{-3} \times 0.112}{6.10 \times 10^{-4}} = 9.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n.Ms(d-x)}{I} = \frac{15 \times 53.61 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.15 - 0.112)}{6.10 \times 10^{-4}} = 326.93 \text{ MPa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :

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

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{bc} \text{ pas de limite (fissuration peu préjudiciable)}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 9.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 326.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} \text{ pas de limite}$$

3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20.f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{0.09272}{0.3 \times 0.9 \times 0.40} = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

4. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3.06}{5} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.612 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4.20}{fe} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 0.9 \times 0.40} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.00855 < 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{3.06}{5} \geq \frac{96.54}{10 \times 113.58} \Rightarrow 0.612 > 0.085 \quad \text{CV}$$

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

5. calcul des armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \emptyset \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{35}{10}\right) \Rightarrow \emptyset \leq 1.14 \text{ cm}$$

Donc on choisi $\emptyset = 6 \text{ mm}$

6. calcul d'espacement des cadres :

D'après RPA99 V 2003

Zone nodale :

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

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

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

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t = 12 \text{ cm}$$

IV.2.8.2 Récapitulation du ferrailage de la poutre palière :

		A_{st} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix (cm^2)	S_t (cm)
Travée	RDC	9.12	1.30	6T14=9.24	12 (zone Courante) 10 (zone Nodale)
	SSL+étages	8.54	1.30		
Appui	RDC	4.95	1.30	2T14+1T16=5.09	
	SSL+étages	4.80	1.30		

Tableau IV.8 : Récapitulation du ferrailage de la poutre palière

IV.3 Etude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Les ascenseurs (ou monte-charge) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

La cabine et le contrepoids sont reliés par des câbles passant par la poulie d'entraînement (poulie du treuil qui fonctionne par adhérence).

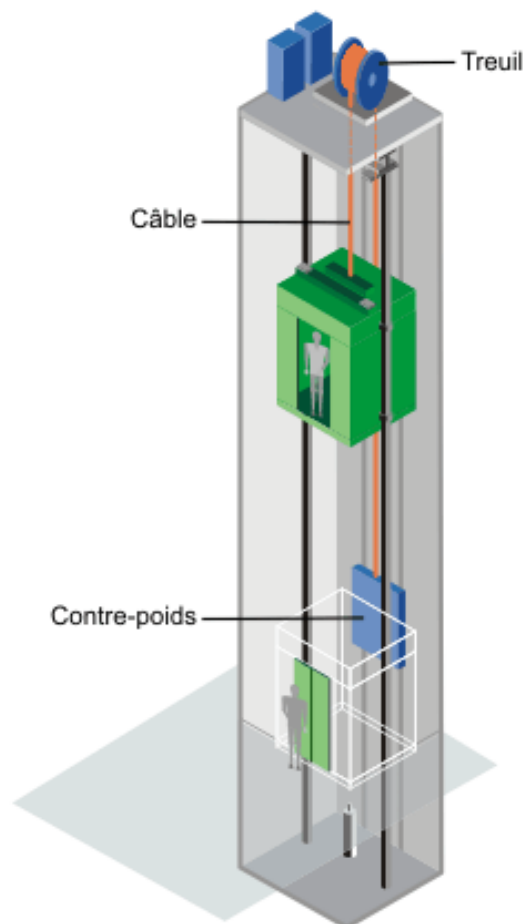


Figure IV.6 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

IV.3.1 Epaisseur de la dalle d'ascenseur :

$l_x = 4.55m ; l_y = 5m$

$\frac{l_x}{l_y} = 0.91 ; 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$ Donc la dalle portant dans les deux sens.

$h \geq \frac{l_x}{40} \rightarrow h \geq 11.38 \text{ cm}$ Donc on prend **h = 25 cm**

IV.3.2 Evaluation des charges :

a. Charges d'exploitations :

$Q = 600 \text{ Kg}$ (pour 6 personnes)

b. Charges permanentes :

- Le poids mort total : $P_m = 2400\text{Kg}$
- Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 2700 \text{ Kg}$
- Le poids du câble : $M_g = m \times n \times l$

Avec : $\begin{cases} m : \text{Masse linéaire du câble.} \\ n : \text{Nombre des câbles.} \\ l : \text{Longueur du câble.} \end{cases}$

$M_g = 0.512 \times 2 \times 51.08 = 52.31 \text{ Kg}$

- Le poids de treuil et moteur : $P(\text{treuil, moteur}) = 1200 \text{ Kg}$

$G = P_m + P_p + P(\text{treuil, moteur}) + M_g$

$G = 6352.31 \text{ Kg}$

c. Combinaisons des charges :

ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow Q_u = 9475.62 \text{ Kg}$

ELS : $Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 6952.31 \text{ Kg}$

IV.3.3 Vérification au poinçonnement:

Selon **B.A.E.L 91** la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : q_u : est la charge appliqué sur chaque appuie $q_u = \frac{Q_u}{4} = 2368.9 \text{ Kg}$

h : Epaisseur totale de la dalle.

P_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10 x10) cm².

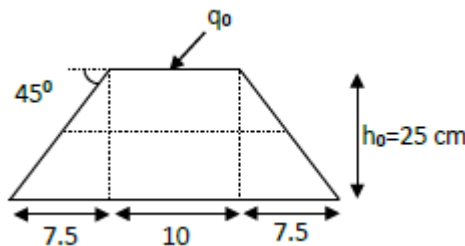


Figure IV.7 : Chargement appliqué

$$\{U_0 = U + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\{V_0 = V + h = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(U_0 + V_0) = 2(35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$0.045 \times 1400 \times 250 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} = 26250 \text{ Kg} \geq q_u = 23689 \text{ Kg} \quad \text{CV}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

IV.3.4 Evaluation des moments :

✚ Les moments dus aux charges concentrées :

En absence d'une fiche technique concernant les deux moteurs mécaniques des deux ascenseurs, on a supposé que chaque moteur a une dimension de (100×90) cm² posée sur quatre appuis de 10 cm de chaque côté.

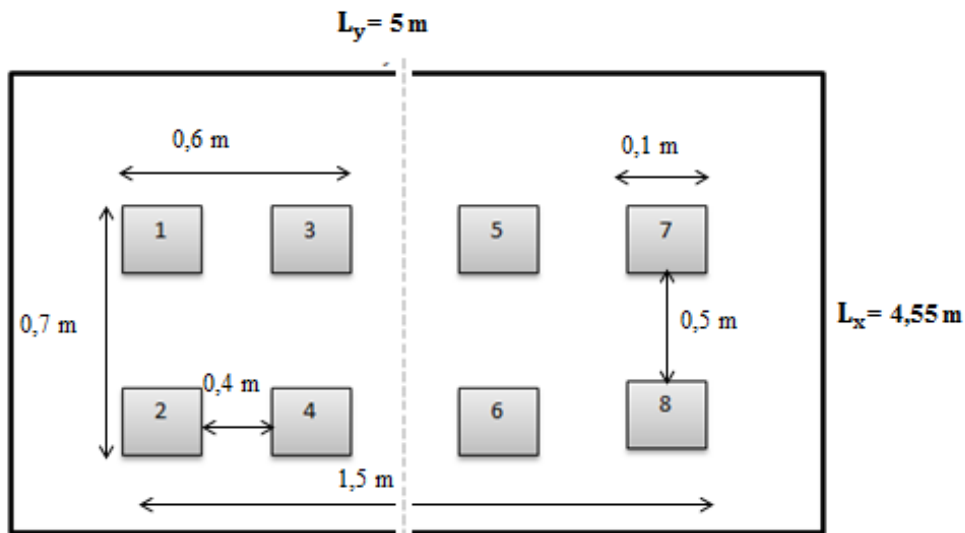
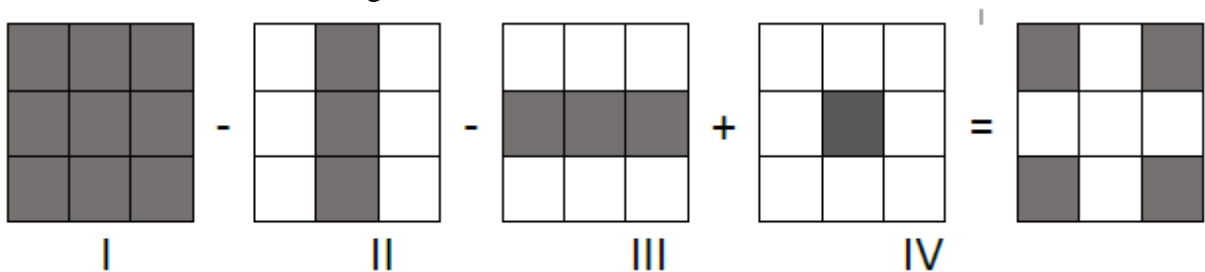


Figure IV.8 : Schéma statique de la dalle d'ascenseur

On calcule les moments dus aux charges concentrées, dans les huit rectangles de (10×10) cm², en utilisant la méthode de Pigeaud.



$$M_{xt} = \frac{M_I - M_{II} - M_{III} + M_{VI}}{4}$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 & \text{(ELU)} \\ \nu = 0.2 & \text{(ELS)} \end{cases}$$

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

ELU : $P_u = \frac{q_u}{S} \times U \times V = 2368.9 \text{ U V}$

ELS : $P_s = \frac{q_s}{S} \times U \times V = 1738.1 \text{ U V}$

		U (m)	V (m)	$\frac{U_0}{I_x}$	$\frac{V_0}{I_y}$	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	P _u (KN)	M _{xu} (KN.m)	M _{yu} (KN.m)	M _{xt} (KN.m)	M _{yt} (KN.m)
1	I	0.7	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	2487.35	393	276.1	2.88	1.19
	II	0.7	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	2155.70	353.53	258.68		
	III	0.5	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1776.68	302.04	198.99		
	IV	0.5	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1539.79	274.08	186.31		
2	I	0.7	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	2487.35	393	276.1	2.88	1.19
	II	0.7	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	2155.70	353.53	258.68		
	III	0.5	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1776.68	302.04	198.99		
	IV	0.5	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1539.79	274.08	186.31		
3	I	0.7	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	829.12	149.24	133.49	3.84	3.60
	II	0.7	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	497.47	90.54	88.55		
	III	0.5	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	592.23	113.72	97.72		
	IV	0.5	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	355.34	70.36	67.16		
4	I	0.7	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	829.12	149.24	133.49	3.84	3.60
	II	0.7	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	497.47	90.54	88.55		
	III	0.5	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	592.23	113.72	97.72		
	IV	0.5	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	355.34	70.36	67.16		
5	I	0.7	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	829.12	149.24	133.49	3.84	3.60
	II	0.7	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	497.47	90.54	88.55		
	III	0.5	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	592.23	113.72	97.72		
	IV	0.5	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	355.34	70.36	67.16		
6	I	0.7	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	829.12	149.24	133.49	3.84	3.60
	II	0.7	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	497.47	90.54	88.55		
	III	0.5	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	592.23	113.72	97.72		
	IV	0.5	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	355.34	70.36	67.16		
7	I	0.7	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	2487.35	393	276.1	2.88	1.19
	II	0.7	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	2155.70	353.53	258.68		
	III	0.5	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1776.68	302.04	198.99		
	IV	0.5	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1539.79	274.08	186.31		
8	I	0.7	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	2487.35	393	276.1	2.88	1.19
	II	0.7	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	2155.70	353.53	258.68		
	III	0.5	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1776.68	302.04	198.99		
	IV	0.5	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1539.79	274.08	186.31		

Tableau IV.9: Moments isostatiques des rectangles à l'ELU

$$M_{xu} = \sum_{i=1}^8 M_{xi} = 26.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = \sum_{i=1}^8 M_{yi} = 19.16 \text{ KN.m}$$

		U (m)	V (m)	$\frac{U_0}{I_x}$	$\frac{V_0}{I_y}$	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	P _s (KN)	M _{xs} (KN.m)	M _{ys} (KN.m)	M _{xt} (KN.m)	M _{yt} (KN.m)
1	I	A	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	1852.01	328.87	260.25	2.29	1.29
	II	B	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	1581.67	297.35	241.68		
	III	C	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1303.56	250.80	190.32		
	IV	D	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1129.77	228.44	176.92		
2	I	A	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	1852.01	328.87	260.25	2.29	1.29
	II	B	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	1581.67	297.35	241.68		
	III	C	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1303.56	250.80	190.32		
	IV	D	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1129.77	228.44	176.92		
3	I	A	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	608.34	129.09	119.84	3.35	3.20
	II	B	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	365	79.42	78.26		
	III	C	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	434.53	97.77	88.38		
	IV	D	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	260.72	61.48	59.60		
4	I	A	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	608.34	129.09	119.84	3.35	3.20
	II	B	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	365	79.42	78.26		
	III	C	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	434.53	97.77	88.38		
	IV	D	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	260.72	61.48	59.60		
5	I	A	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	608.34	129.09	119.84	3.35	3.20
	II	D	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	365	79.42	78.26		
	III	C	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	434.53	97.77	88.38		
	IV	D	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	260.72	61.48	59.60		
6	I	A	0.5	0.209	0.15	0.180	0.161	608.34	129.09	119.84	3.35	3.20
	II	B	0.3	0.209	0.11	0.182	0.178	365	79.42	78.26		
	III	C	0.5	0.165	0.15	0.192	0.165	434.53	97.77	88.38		
	IV	D	0.3	0.165	0.11	0.198	0.189	260.72	61.48	59.60		
7	I	A	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	1852.01	328.87	260.25	2.29	1.29
	II	B	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	1581.67	297.35	241.68		
	III	C	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1303.56	250.80	190.32		
	IV	D	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1129.77	228.44	176.92		
8	I	A	1.5	0.209	0.35	0.158	0.111	1852.01	328.87	260.25	2.29	1.29
	II	B	1.3	0.209	0.31	0.164	0.120	1581.67	297.35	241.68		
	III	C	1.5	0.165	0.35	0.170	0.112	1303.56	250.80	190.32		
	IV	D	1.3	0.165	0.31	0.178	0.121	1129.77	228.44	176.92		

Tableau IV.10 : Moments isostatiques des rectangles à l'ELS

$$M_{xs} = \sum_{i=1}^8 M_{xi} = 22.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = \sum_{i=1}^8 M_{yi} = 17.96 \text{ KN.m}$$

✚ Moments dues aux charges réparties (poids propre) :

$$l_x = 4.55 \text{ m} ; l_y = 5 \text{ m} ; h = 0.25 \text{ m}$$

Poids propre : $G = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$

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

ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 9.938 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = G + Q = 7.25 \text{ KN/ml}$

$0.4 < \frac{l_x}{l_y} = 0.91 < 1$ Donc la dalle portant dans les deux sens

✚ Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

Avec : les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.91$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \qquad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

- **ELU :** $\begin{cases} M_x = 0.0447 \times 9.939 \times 4.55^2 = 9.20 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8036 \times 9.20 = 7.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **ELS :** $\begin{cases} M_x = 0.0518 \times 7.25 \times 4.55^2 = 7.77 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.8646 \times 7.77 = 6.72 \text{ KN.m} \end{cases}$

✚ Les moments totaux appliqués sur la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 26.88 + 9.20 = 36.08 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 19.16 + 7.39 = 26.55 \text{ KN.ml}$$

✚ Pour M_x :

a. ELU : $M_x = 36.08 \text{ KN.ml}$

$$M_t = 0.8 M_x = 28.86 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 10.82 \text{ KN.ml (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_x = 18.04 \text{ KN.ml (Les autres appuis)}$$

✓ **Condition de B.A.E.L 91 :** $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$

$$\Rightarrow 28.86 + \frac{10.82 + 18.04}{2} = 43.30 \text{ KN.ml} < 45.1 \text{ KN.ml} \qquad \text{CNV}$$

On augment $M_t = 0.85 M_x = 30.67 \text{ KN.ml}$

$$\Rightarrow 30.67 + \frac{10.82 + 18.04}{2} = 45.1 \text{ KN.ml} \geq 45.1 \text{ KN.ml} \qquad \text{CV}$$

b. ELS : $M_x = 30.33 \text{ KN.ml}$

$$M_t = 0.8 M_x = 24.26 \text{ KN.ml}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 9.10 \text{ KN.ml (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_x = 15.17 \text{ KN.ml (Les autres appuis)}$$

✓ **Condition de B.A.E.L 91 :** $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 M_x$

$$\Rightarrow 24.26 + \frac{9.10 + 15.17}{2} = 36.4 \text{ KN.ml} < 37.91 \text{ KN.ml} \qquad \text{CNV}$$

On augment $M_t = 0.85 M_x = 25.78 \text{ KN.ml}$

$$\Rightarrow 25.78 + \frac{9.10+15.17}{2} = 37.92 \text{ KN.ml} \geq 37.91 \text{ KN.ml} \quad \text{CV}$$

✚ **Pour M_y :**

a. ELU : $M_y = 26.55 \text{ KN.ml}$

$$M_t = 0.8 M_y = 6.680 \text{ KN.ml}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 2.505 \text{ KN.ml} \text{ (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_y = 4.178 \text{ KN.ml} \text{ (Les autres appuis)}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L 91 : } M_t + \frac{M_g+M_d}{2} \geq 1.25M_y$$

$$\Rightarrow 6.680 + \frac{2.505+4.178}{2} = 10.02 \text{ KN.ml} < 10.44 \text{ KN.ml} \quad \text{CNV}$$

On augment $M_t = 0.85 M_y = 7.098 \text{ KN.ml}$

$$\Rightarrow 7.098 + \frac{2.505+4.178}{2} = 10.44 \text{ KN.ml} \geq 10.44 \text{ KN.ml} \quad \text{CV}$$

b. ELS : $M_y = 24.68 \text{ KN.ml}$

$$M_t = 0.8 M_y = 19.74 \text{ KN.ml}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 7.40 \text{ KN.ml} \text{ (Appuis de rive)}$$

$$M_d = 0.5 M_y = 12.34 \text{ KN.ml} \text{ (Les autres appuis)}$$

$$\checkmark \text{ Condition de B.A.E.L 91 : } M_t + \frac{M_g+M_d}{2} \geq 1.25M_y$$

$$\Rightarrow 19.74 + \frac{7.40+12.34}{2} = 29.61 \text{ KN.ml} < 30.85 \text{ KN.ml} \quad \text{CNV}$$

On augment $M_t = 0.85 M_y = 20.98 \text{ KN.ml}$

$$\Rightarrow 20.98 + \frac{7.40+12.34}{2} = 30.85 \text{ KN.ml} \geq 30.85 \text{ KN.ml} \quad \text{CV}$$

IV.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle:

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions.

✚ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 30.67 \text{ KN.ml} \\ M_a = 18.04 \text{ KN.ml} \end{cases}$$

a. En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30.67 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.043 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.220 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{30.67 \times 10^{-3}}{0.220 \times 347.83} = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 0.9 \times 25 \times 2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **6T12** de section **6.79 cm²/ml**

b. En appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.04 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.025 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.032$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.222 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.04 \times 10^{-3}}{0.222 \times 347.83} = 2.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **6T10** de section **4.71 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$\text{En travée: } A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appui: } A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **4T8** de section **2.01 cm²**

Espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \quad (\text{B.A.E.L 91})$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < \min(45, 33 \text{ cm}) \quad \text{CV}$$

✚ Vérification à l'ELS :**a. En travée :****1. Positon de l'axe neutre:**

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = 0 \Rightarrow \frac{100 x^2}{2} - 15 \times 6.79(0.9 \times 25 - x) = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 684.62 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow x = 5.83 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st}(d - x)^2 = 3.49 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton: } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{25.78 \times 10^{-3} \times 0.0583}{3.49 \times 10^{-4}} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier: } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 25.78 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.25 - 0.0583)}{3.49 \times 10^{-4}} = 184.71 \text{ MPa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :

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

$$\text{Acier: } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 184.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9.938 \times 4.55 \times 5}{2 \times 4.55 + 5} = 16.03 \text{ MPa}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{9.938 \times 4.55}{3} = 15.07 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \max(T_x, T_y) = 16.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.01603}{1 \times 0.9 \times 0.25} = 0.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{1} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.25 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79 \times 10^{-4}}{1 \times 0.9 \times 0.25} \leq \frac{4.20}{400} \Rightarrow 0.003 < 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_x} \Rightarrow \frac{0.25}{1} \geq \frac{25.78}{10 \times 30.33} \Rightarrow 0.25 > 0.085 \quad \text{CV}$$

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

b. En appui :**1. Positon de l'axe neutre:**

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{sa}(d - x) &= 0 \Rightarrow \frac{100 x^2}{2} - 15 \times 4.71(0.9 \times 25 - x) = 0 \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 568.26 \text{ cm} \\ &\Rightarrow x = 4.98 \text{ cm} \end{aligned}$$

2. Moment d'inertie:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sa}(d - x)^2 = 2.58 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

3. Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{15.17 \times 10^{-3} \times 0.0498}{2.58 \times 10^{-4}} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 15.17 \times 10^{-3} (0.9 \times 0.25 - 0.0498)}{2.58 \times 10^{-4}} = 154.52 \text{ MPa}$$

4. Calcul des contraintes admissibles :

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

$$\text{Acier : } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 2.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 154.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

IV.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle d'ascenseur :

	A_{st} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	Choix (cm^2/ml)	A_r (cm^2/ml)	A_r choisi (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	4.02	2.34	6T12=6.79	1.70	4T8=2.01	16
Appui	2.72	2.34	6T10=4.71	1.18	4T8=2.01	16

Tableau IV.3.6 : Récapitulation du ferrailage de la dalle d'ascenseur

IV.4 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible.

IL a pour rôle de :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes

IV.4.1 Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale, dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

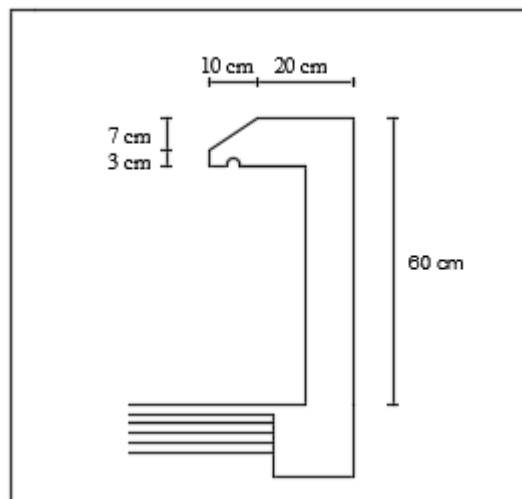


Figure V.9 : Schéma de l'acrotère

➤ **Charge permanente:**

$$G = \rho \times S$$

Avec : S : surface de l'acrotère
 ρ : poids volumique de béton

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + ((0.1 + 0.03) \times 0.1)/2$$

$$S = 0.0765 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0765$$

$$G = 1.9125 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

D'après le **RPA 99 V 2003**: $Q = F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A = 0.12$ (Coefficient d'accélération de la zone)

$W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$ (Poids de l'acrotère)

$C_p = 0.8 \text{ KN}$ (Facteur de la force horizontale)

$$Q = 4 \times 0.12 \times 0.8 \times 1.9125$$

$$Q = 0.73 \text{ KN/ml}$$

IV.4.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport l'encastrement.

Moments et efforts normaux :

$$\text{ELU} : \begin{cases} N_u = 1.35 \times G \\ M_u = 1.5 \times Q \times \frac{l^2}{2} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} N_s = G \\ M_s = Q \times \frac{l^2}{2} \end{cases}$$

	N (KN)	M(KN/ml)
ELU	2.580	0.197
ELS	1.913	0.130

Tableau IV.12 : Calcul des sollicitations

IV.4.3 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.197}{2.580} \rightarrow e = 7.6 \text{ cm}$$

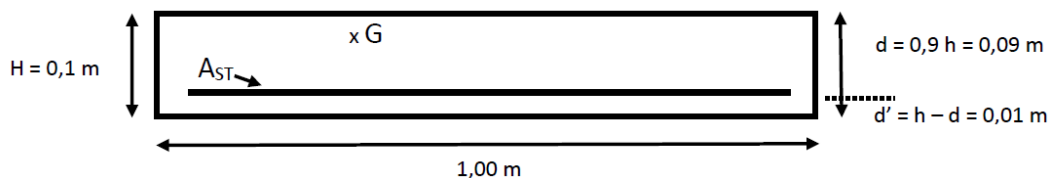
$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimé parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.4.3 Détermination du Ferrailages :

ELU:

$$f_{c28}=25 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_{bc}=14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st}=347,83 \text{ MPa}$$



➤ **Moment de flexion fictif :**

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

$$M_A = 0.197 + 2.580 \left(0.9 \times 0.1 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_A = 0.30 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.30 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.1)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0026 < \mu_R = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u} \right) = 0.0033$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.09$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left(\frac{0.30 \times 10^{-3}}{0.09} - 2.58 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0.02 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Donc on adopte } \mathbf{4T8} \text{ de section } \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

✚ **Vérification à ELS :**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.13}{1.913} \quad \longrightarrow \quad e = 6.8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm} < e = 6.8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

e_1 : sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + p e_1 + q = 0$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$\Rightarrow p = 0.00098 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot n \cdot A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$\Rightarrow q = -0.0002 \text{ m}^3$$

➤ **Méthode des interactions successives :**

$$\text{On a } e_1 = \sqrt[3]{(-p e_1 - q)}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$$e_1 = 0.5 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad -0.066$$

$$-0.066 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.064$$

$$0.064 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.051$$

$$0.051 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.053$$

$$0.053 \quad \longleftarrow \quad \longrightarrow \quad 0.053$$

Donc on prend $e_1 = 0.053 \text{ m} = 5.3 \text{ cm}$

$$x = \frac{10}{2} + 5.3 - 6.8 \quad \Rightarrow \quad x = 3.5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

a. Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S}$$

Avec : $S = \frac{b x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x)$

$$S = 4.46 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.913 \times 10^{-3} \times 0.035}{4.46 \times 10^{-4}} = 0.15 \text{ MPa}$$

b. Acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1.913 \times 10^{-3} \times (0.9 \times 0.1 - 0.035)}{4.46 \times 10^{-4}} = 3.54 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

a. Béton

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

b. Acier

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification :

Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.15 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **CV**

Acier : $\bar{\sigma}_{st} = 3.54, \text{ MPa} < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ **CV**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a choisi **4T6** de section $1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Espacement :**

$$S_t = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

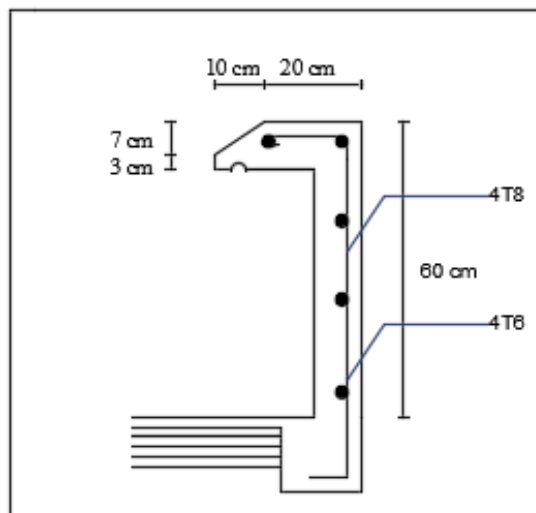


Figure IV.10 : Ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE V :
ETUDE DYNAMIQUE

V.1 Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

V.2 Objectif de l'étude dynamique:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

V.3 Modélisation de la structure étudiée :

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000 version 14.2.2** pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

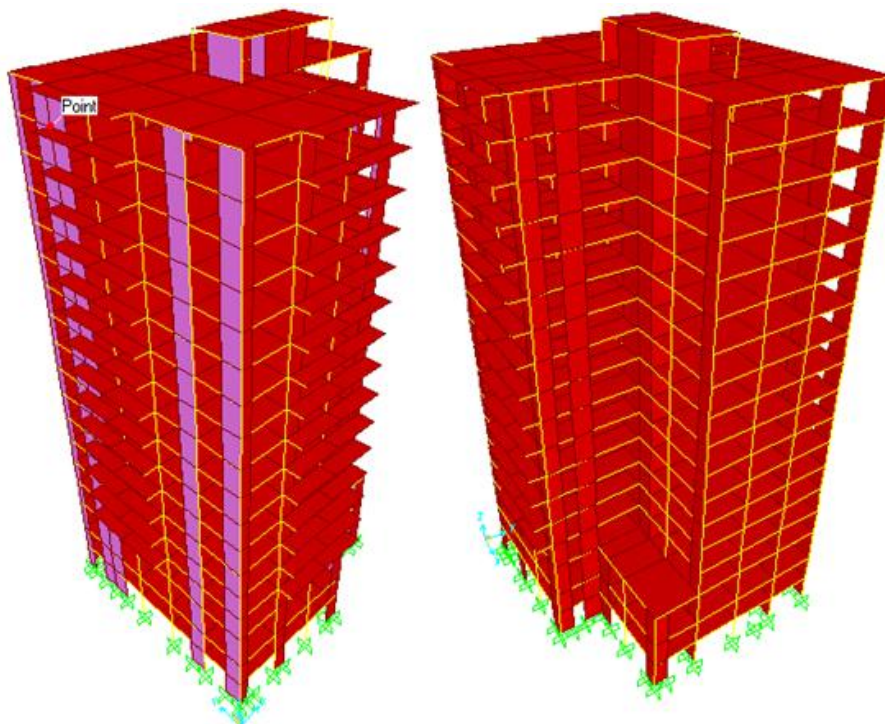


Figure V.1 : Modélisation des blocs A1 & A2

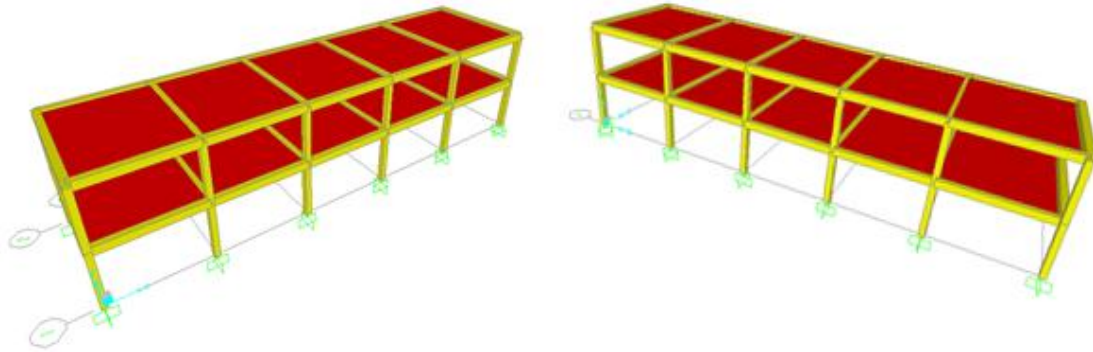


Figure V.2 : Modélisation des blocs E1 & E2

V.4 Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le **RPA 99 V 2003**, on citera :

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

V.4.1 Méthode statique équivalente :

- **Principe:**

Dans cette méthode, le **RPA 99 V 2003** propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article « 4.1.2 » du **RPA 99 V 2003**.

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

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

V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Choix de la méthode :**

D'après les conditions citées dans l'article « **4.1.2 a et b** », la méthode statique équivalente n'est pas applicable pour les blocs **A1** et **A2**. Donc ce cas on utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

Concernant les blocs **E1** et **E2**, la méthode statique équivalente est applicable, mais on a utilisé la méthode d'analyse modale spectrale lorsqu'elle est générale.

V.5 Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service, et Accidentel ».

- **ELU :** $1.35G + 1.5Q$
- **ELS :** $G + Q$
- **ELA :** $G + Q \pm E$
- **ELA :** $0.8G \pm E$

V.6 Détermination de la force sismique totale V:

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le **RPA99 V 2003**.

$$v = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- ❖ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Zone I : D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (**RPA 99 V 2003**).

Groupe d'usage 1B : puisque sa hauteur totale dépasse 48 m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.12**

- ❖ **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » RPA99 V 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99 V 2003**.

Dans les **blocs A**, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égale à : **R=5**

Dans les **blocs E**, on a un système de contreventement en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide. Ce qui implique que le coefficient de comportement sera : **R=3.5**

- ❖ **Facteur de qualité (Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1 Pq$ (4.4)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA99 V 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

✚ Blocs A1 & A2 :

- **Sens longitudinal :** (5 travées)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{5.50}{5.00} = 1.1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{l_4}{l_5} = \frac{5.00}{5.00} = 1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

→ Critère observé **Pq=0**

- **Sens transversal :** (5 travées)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{l_3}{l_4} = \frac{l_5}{5.00} = 1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

→ Critère observé **Pq=0**

✚ Bloc E1 & E2 :

- **Sens longitudinal :** (5 travées)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{5.50}{5.00} = 1.1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{l_4}{l_5} = \frac{5.00}{5.00} = 1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

→ Critère observé **Pq=0**

- **Sens transversal :** (1 travée)

→ Critère non observé **Pq=0.05**

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

✚ Blocs A1 & A2 :

- **Sens longitudinal :** (6 files)

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5.50}{5.00} = 1.1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

→ Critère observé **Pq=0**

- **Sens transversal :** (6 files)

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5.00}{5.00} = 1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

→ Critère observé **Pq=0**

✚ **Bloc E1 & E2 :**

- **Sens longitudinal :** (6files)

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{5.50}{5.00} = 1.1 < 1.5 \quad \text{CV}$$

→ Critère observé **Pq=0**

- **Sens transversal :** (1 file)

→ Critère non observé **Pq=0.05**

3. Régularité en plan :

a1) Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

a2) L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égal 4.

✚ **Bloc A1 & A2 :**

$$\frac{26.00}{25.50} = 1.02 < 4 \quad \text{CV}$$

✚ **Bloc E1 et E2 :**

$$\frac{26.00}{6.73} = 3.86 < 4 \quad \text{CV}$$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

✚ **Bloc A1 & A2 :**

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{10.50}{26.00} = 0.40 > 0.25 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{5.00}{25.50} = 0.20 < 0.25 \quad \text{CV}$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{26.00}{25.50} = 1.02 \leq 4 \quad \text{CV}$$

Un de ces critères n'est pas satisfait, donc les **blocs A** sont classés irrégulier en plan d'après le **RPA 99 V2003**.

→ Critère non observé **Pq=0.05**

✚ **Bloc E1 & E2 :**

Tous les critères sont satisfaits, donc les **blocs E** sont classés irrégulier en plan d'après le **RPA 99 V 2003**.

→ Critère observé **Pq=0**

4. Régularité en élévation :

b1) Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2) La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b3) la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Les deux critères **b2)** et **b3)** ne sont pas satisfaits pour les **blocs A**. donc, ils sont classés irrégulièrement en élévation.

→ Critère non observé $P_q=0.05$

Tous les critères sont satisfaits, donc les **blocs E** sont classés régulièrement en élévation

→ Critère observé $P_q=0$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

→ Critère non observé $P_q=0.05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

On a supposé que la qualité d'exécution est contrôlée.

→ Critère observé $P_q=0$

Critère « q »	Bloc A1 & A2		Bloc E1 & E2	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0	0	0.05
Redondance en plan	0	0	0	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05	0	0
Régularité en élévation	0.05	0.05	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0	0	0
Somme	0.15	0.15	0.05	0.15

Tableau V.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

$$Q = 1 + \sum_1 P_q$$

✚ **Bloc A1 & A2 :**

$$Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

Bloc E1 & E2 :

$$Q_x = 1 + 0.05 = 1.05$$

$$Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement (η):**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882 > 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\zeta = 7\%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

❖ **Période T1 & T2 :**

Période caractéristique associées à la catégorie de site.

$$\text{Site 3 (site meuble) : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Période fondamentale de la structure (T) :**

D'après **RPA99 V 2003 (4.6 et 4.7) :**

$$T = \min(C_T h_n^{3/4} ; \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}})$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

D : dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considéré.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99 V 2003**.

$C_T = 0.05 \rightarrow$ Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

Bloc A1 & A2 :

Dans le sens x : $D_x = 26 \text{ m}$

Dans le sens y : $D_y = 25.5 \text{ m}$

$h_n = 59.16 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_1 = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 59.16^{\frac{3}{4}} = 1.07 \text{ s} \\ T_2 = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 59.16}{\sqrt{26}} = 1.04 \text{ s} \\ T_3 = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 59.16}{\sqrt{25.5}} = 1.05 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(T_1 ; T_2) = 1.04 \text{ s} \\ T_y = \min(T_1 ; T_3) = 1.05 \text{ s} \end{cases}$$

✚ Bloc E1 & E2 :

Dans le sens x : $D_x = 26 \text{ m}$

Dans le sens y : $D_y = 6.73 \text{ m}$

$h_n = 6.12 \text{ m}$

$$\begin{cases} T_1 = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 6.12^{\frac{3}{4}} = 0.19 \text{ s} \\ T_2 = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 6.12}{\sqrt{26}} = 0.11 \text{ s} \\ T_3 = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 6.12}{\sqrt{6.73}} = 0.21 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(T_1 ; T_2) = 0.11 \text{ s} \\ T_y = \min(T_1 ; T_3) = 0.19 \text{ s} \end{cases}$$

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \end{cases} \quad (4.2)$$

✚ Bloc A1 & A2 :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{0.50}{1.04}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.35 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{0.50}{1.05}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.34 \end{cases}$$

✚ Bloc E1 & E2 :

$$D_x = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.882 = 2.21$$

❖ Valeur du coefficient de pondération (β) :

Selon le type de l'ouvrage :

Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés $\Rightarrow \beta = 0.20$ RPA99 V 2003 (tableau 4.5).

❖ **Spectre de réponse de calcul** $\left(\frac{S_a}{g}\right)$:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: accélération spectrale.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

✚ **Bloc A1 & A2 :**

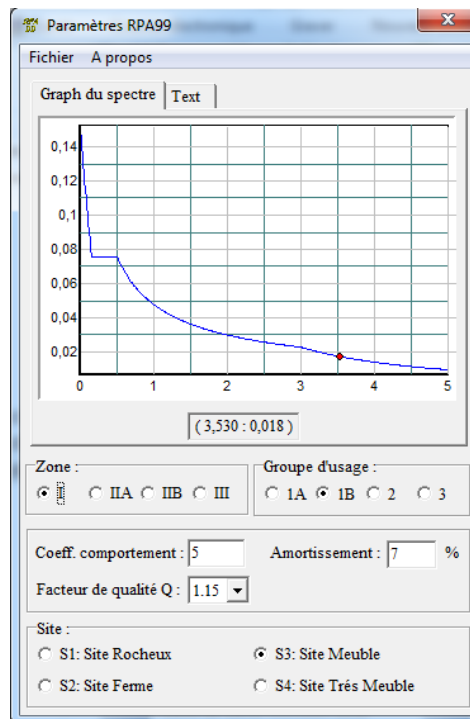


Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul utiliser par le RPA (bloc A1 & A2)

$$T = 1.04 \text{ s} ; T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 \times 0.882 \times 1.25 \times 0.12 \times \frac{1.15}{5} \left(\frac{0.50}{1.04}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.05$$

Bloc E1 & E2 :

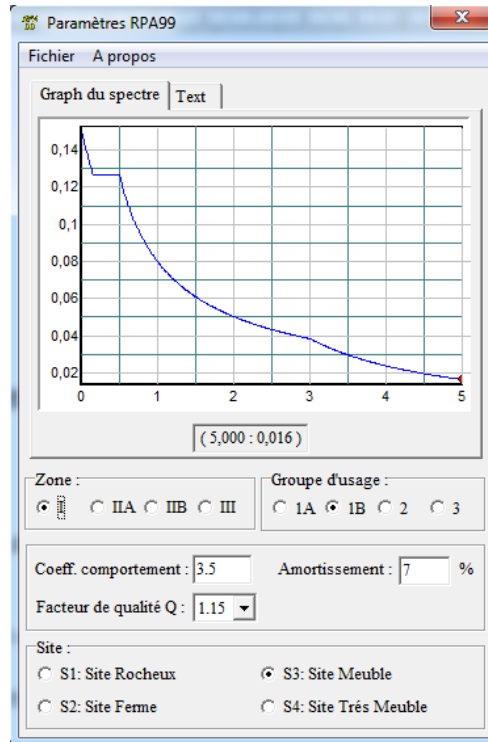


Figure V.4 : Spectre de réponse de calcul utiliser par le RPA (bloc E1 & E2)

$$T = 0.11 \text{ s} ; T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$\frac{S_a}{g} = 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$\frac{S_a}{g} = 1.25 \times 0.12 \left(1 + \frac{0.11}{0.15} \left(2.5 \times 0.882 \times \frac{1.15}{3.5} - 1 \right) \right) = 0.12$$

V.7 Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- ✓ Satisfaire les conditions d’architectures.
- ✓ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- ✓ La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

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

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

La période fondamentale doit être : $T_f \leq 1.30 T = 1.30 \times 1.04 = \mathbf{1.352 \text{ s}}$ pour les blocs A.

V.8 Dispositions des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

Sachant que le bloc A1 est similaire au bloc A2, la démarche de disposition des voiles se présentent par rapport au repère (OX, OY) comme suit :

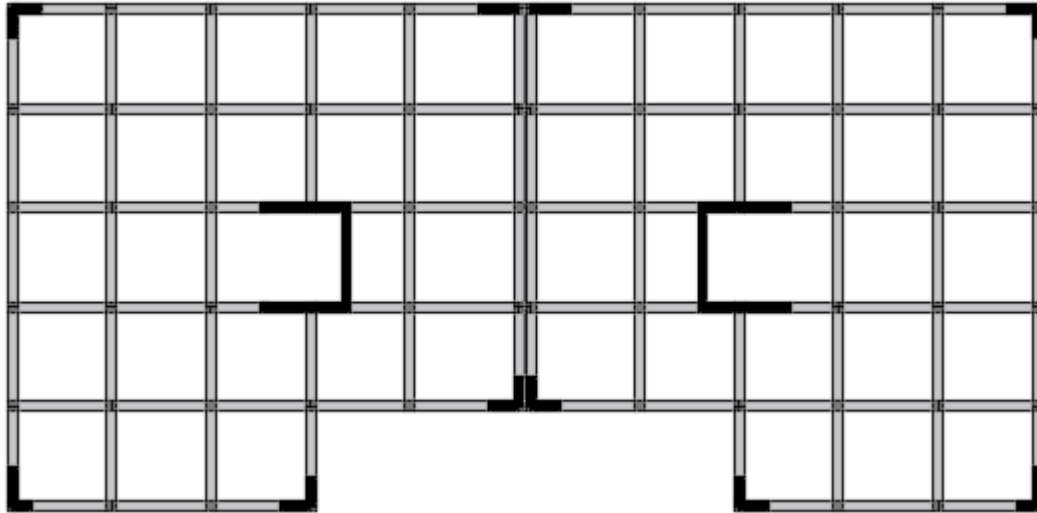
Variante 1 : [T=2.56 s]

Figure V.5 : La première disposition des voiles

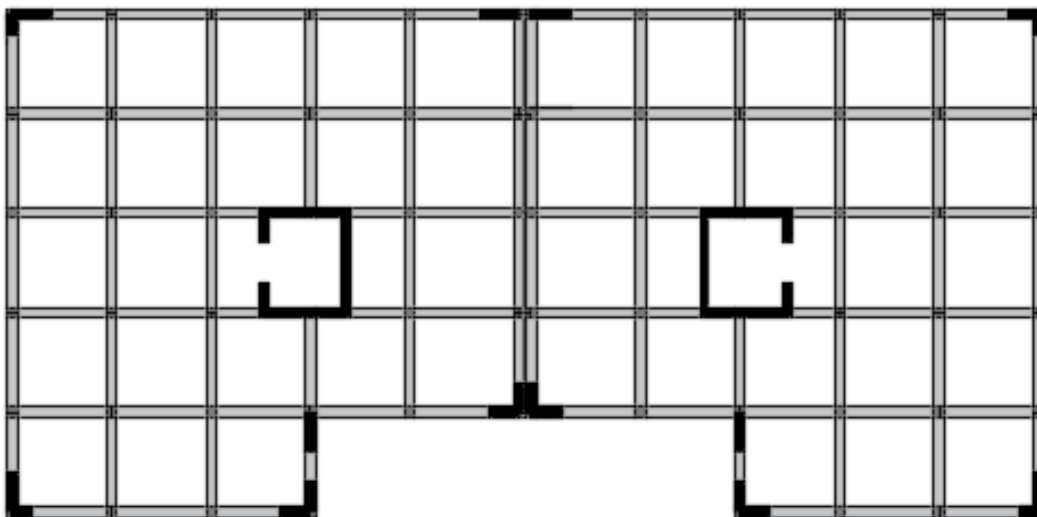
Variante 2 : [T=1.84 s]

Figure V.6 : La deuxième disposition des voiles

Variante 3 : [T=1.67 s]

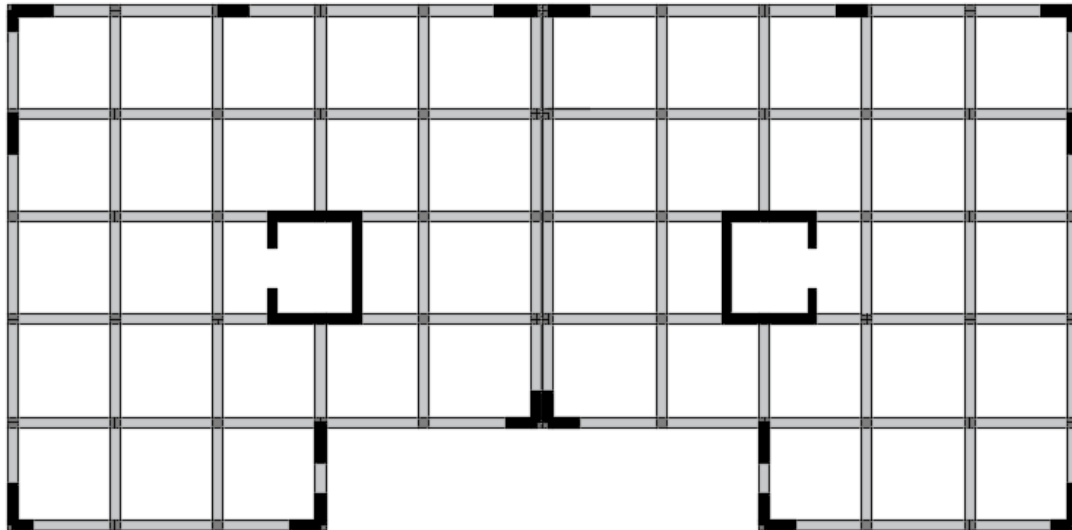


Figure V.7 : La troisième disposition des voiles

Variante 4 : [T=1.45 s]

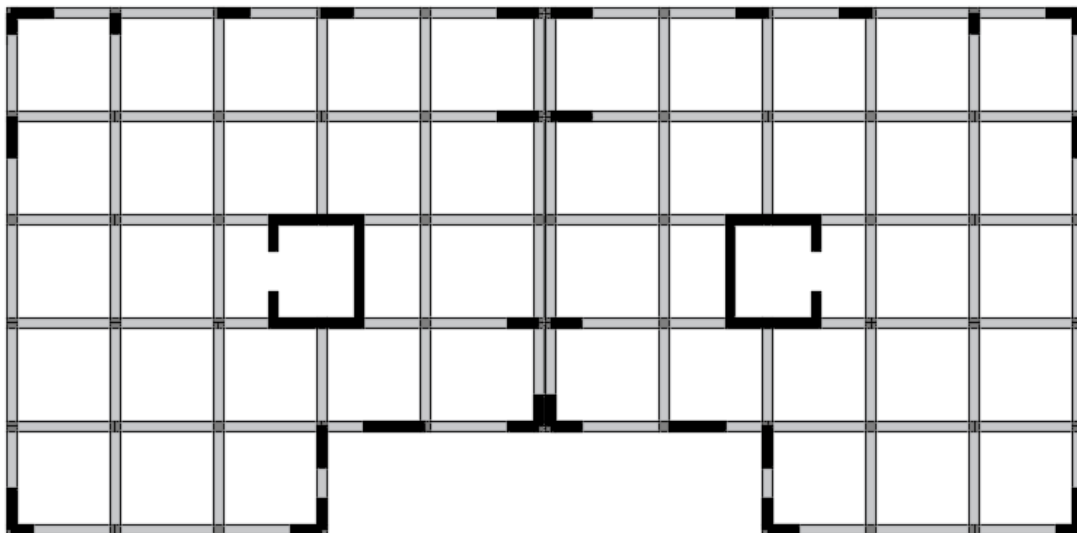


Figure V.8 : La quatrième disposition des voiles

Variante 5 : [T=1.39 s]

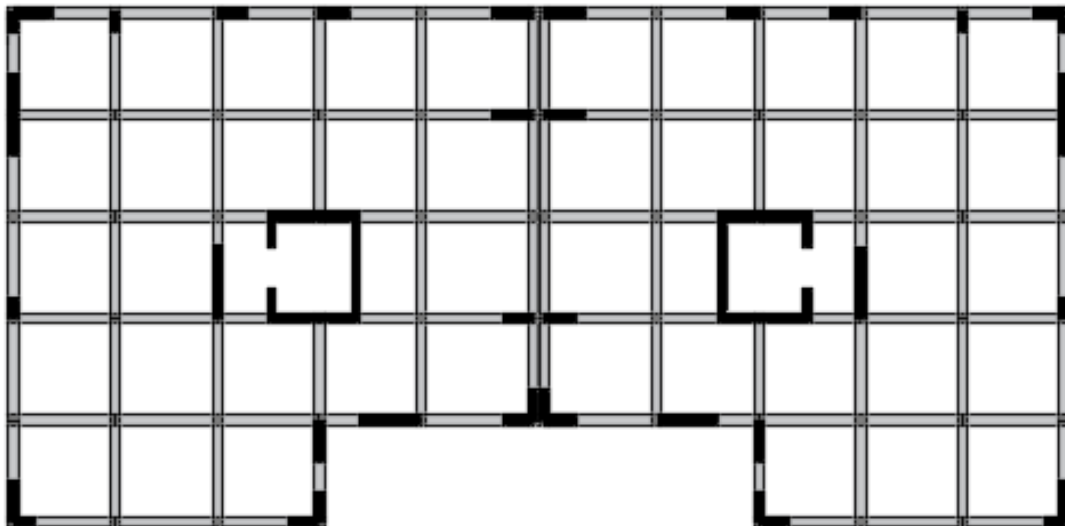


Figure V.9 : La cinquième disposition des voiles

Variante 6: [T=1.34]

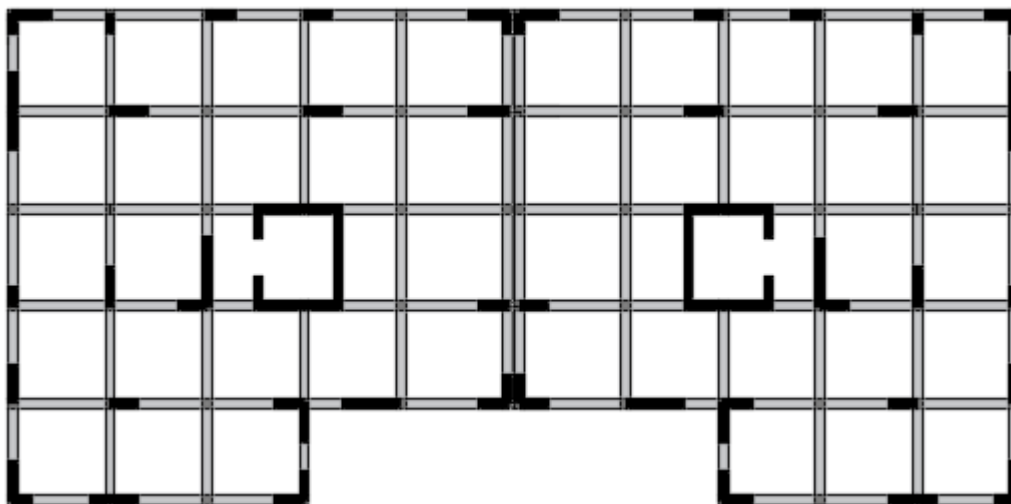


Figure V.10 : La sixième disposition des voiles

I Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,347067	0,00853	0,7077	0,000001513	0,00853	0,7077	0,000001513
MODAL	Mode	2	1,223624	0,5621	0,00355	0,000002756	0,57063	0,71125	0,000004269
MODAL	Mode	3	1,133421	0,16045	0,00734	0,000001943	0,73108	0,71859	0,000006212
MODAL	Mode	4	0,38839	0,00352	0,08844	3,68E-08	0,7346	0,80703	0,000006249
MODAL	Mode	5	0,360995	0,1208	0,02276	0,000002823	0,8554	0,82979	0,000009071
MODAL	Mode	6	0,33482	0,02094	0,05092	3,113E-07	0,87634	0,88071	0,000009383
MODAL	Mode	7	0,194251	0,00077	0,01695	0,00002635	0,87711	0,89766	0,00003573
MODAL	Mode	8	0,171493	0,04702	0,00436	0,00017	0,92413	0,90203	0,0002
MODAL	Mode	9	0,162906	0,00385	0,0288	0,00003947	0,92798	0,93082	0,00024
MODAL	Mode	10	0,133404	0,00003039	0,00007323	0,4345	0,92801	0,9309	0,43474
MODAL	Mode	11	0,127254	0,00012	0,00001809	0,02424	0,92813	0,93091	0,45898
MODAL	Mode	12	0,123083	0,00023	4,631E-07	0,0235	0,92836	0,93091	0,48248

Tableau V.2 : Périodes et pourcentages de participation massique

On a choisi la variante 6 car elle satisfait les différents conditions citer au paravant [§ V.7]

✓ Mode 8 :

$$\text{SumUX} = 0.92 > 90\% \quad \text{CV}$$

$$\text{SumUY} = 0.90 > 90\% \quad \text{CV}$$

$$\checkmark T = 1.34 \text{ s} < 1.3 T = 1.352 \text{ s} \quad \text{CV}$$

V.9 Vérification du coefficient de comportement R :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après les résultats obtenus par le **SAP2000** on a trouvé :

	structure	Voile	$\frac{V_v}{V_s}$ (%)	$\frac{V_v}{V_s} > 20\%$
V_x (KN)	53602.807	42961.483	80.148	CV
V_y (KN)	58315.425	41411.228	71.012	CV
Vglobale (KN)	111918.231	84372.711	75.388	CV

	structure	Voile	$\frac{V_v}{V_s}$ (%)	$\frac{V_v}{V_s} < 75\%$
V_x (KN)	2868.172	2065.082	72	CV
V_y (KN)	2534.461	1774.122	69.99	CV
Vglobale (KN)	5402.633	3839.204	71.06	CV

Tableau V.3: Vérification du coefficient de comportement R

V.10 Poids total de la structure W :

Le poids des différents étages donné par le logiciel **SAP2000** est regroupé dans les tableaux suivants :

Etages	W _i (tonne)	Etages	W _i (tonne)
Sous-sol 2	127,793	8 ^{ème} étage	322,539
Sous-sol 1	244,386	9 ^{ème} étage	322,539
RDC	311,981	10 ^{ème} étage	322,539
1 ^{er} étage	309,021	11 ^{ème} étage	322,539
2 ^{ème} étage	322,539	12 ^{ème} étage	322,539
3 ^{ème} étage	322,539	13 ^{ème} étage	322,539
4 ^{ème} étage	322,539	14 ^{ème} étage	322,539
5 ^{ème} étage	322,539	15 ^{ème} étage	251,069
6 ^{ème} étage	322,539	Terrasse	41,961
7 ^{ème} étage	322,539		
W_{totale} = ∑ W_i = 5479.225 t			

Tableau V.4: Poids des différents étages du bloc A1 & A2

Etages	RDC	1 ^{er} étage
W _i (tonne)	190.227	149.812
W_{totale} = ∑ W_i = 340.039 t		

Tableau V.5 : Poids des différents étages du bloc E1 & E2

V.11 Détermination de l'effort tranchant (V) et la force sismique (F) de chaque niveau :

D'après le programme **MSE** :

Bloc A1 & A2 :

$$\begin{cases} V_x = 2040.7350 \text{ KN} \\ V_y = 2027.5680 \text{ KN} \end{cases}$$

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (**RPA99 V 2003**).

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_1^n W_j \cdot h_j}$$

Etages	Fx(KN)	Effort tranchant sens x (KN)	Fy(KN)	Effort tranchant Sens y (KN)
Sous-sol 2	4.32	2040.73	4.29	2027.57
Sous-sol 1	16.53	2036.41	16.41	2023.28
RDC	35.17	2019.88	34.92	2006.87
1 ^{er} étage	45.29	1984.71	44.96	1971.95
2 ^{ème} étage	58.18	1939.42	57.76	1926.99
3 ^{ème} étage	69.09	1881.25	68.59	1869.23
4 ^{ème} étage	79.99	1812.16	79.42	1800.64
5 ^{ème} étage	90.90	1732.17	90.25	1721.23
6 ^{ème} étage	101.81	1641.20	101.08	1630.98
7 ^{ème} étage	112.72	1539.45	111.91	1529.91
8 ^{ème} étage	123.63	1426.74	122.73	1418.00
9 ^{ème} étage	134.54	1303.11	133.56	1295.27
10 ^{ème} étage	145.44	1168.57	144.39	1161.70
11 ^{ème} étage	156.35	1023.13	155.22	1017.31
12 ^{ème} étage	167.26	866.78	166.05	862.08
13 ^{ème} étage	178.17	699.52	176.88	696.03
14 ^{ème} étage	189.08	521.35	187.71	519.15
15 ^{ème} étage	155.67	332.27	154.55	331.44
Terrasse	176.60	176.60	176.89	176.89

Tableau V.6 : Forces sismiques et efforts tranchants du bloc A1 & A2

✚ Bloc E1 & E2 :

$$\begin{cases} V_x = 269.8975 \text{ KN} \\ V_y = 295.6020 \text{ KN} \end{cases}$$

Etages	Fx(KN)	Effort tranchant sens x (KN)	Fy(KN)	Effort tranchant Sens y (KN)
RDC	104.81	269.90	114.79	295.60
1 ^{er} étage	165.09	165.09	180.81	180.81

Tableau V.7 : Forces sismiques et efforts tranchants du bloc E1 & E2

V.12 Résultante des forces sismiques de calcul :

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

Si $V_t < 80\% V$, il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalIX
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m
EX1	LinRespSpec	Max	2530,722	244,55	18,843	9778,7397	95803,3192	38525,7301	0
EY1	LinRespSpec	Max	244,55	2315,379	8,775	88179,6245	9770,8817	29546,0486	0

Tableau V.8 : Réactions à la base obtenue par SAP2000 (bloc A1 & A2)

TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
EX	LinRespSpec	Max	363,927	5,267	0,04	25,6547	1763,5408	988,9809	
EY	LinRespSpec	Max	5,267	364,321	0,289	1770,2934	25,4825	4536,0554	

Tableau V.9 : Réactions à la base obtenue par SAP2000 (bloc E1 & E2)

$$\begin{cases} V_{x \text{ dyn}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \\ V_{y \text{ dyn}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \end{cases}$$

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		V dynamique (KN)		$0.8 V_{st} < V_{dyn}$
	V_x	V_y	V_x	V_y	
Bloc A1 & A2	2040.735	2027.568	2542.510	2328.258	CV
Bloc E1 & E2	269.898	295.602	363.965	364.359	CV

Tableau V.10 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

V.13 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

➤ **Centre de torsion :**

Les coordonnées de centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times X_i)}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times Y_i)}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

Avec : X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée 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.

- Pour les poteaux :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12} \end{cases}$$

Poteau carrée donc : $I_{xi} = I_{yi} = \frac{a^4}{12}$

- Pour les voiles :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{cases}$$

Centre de torsion					
Etages	$X_t(m)$	$Y_t(m)$	Etages	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
Sous-sol 2	13,233	15,725	8 ^{ème} étage	12,883	15,864
Sous-sol 1	13,063	15,787	9 ^{ème} étage	12,978	15,808
RDC	12,870	15,883	10 ^{ème} étage	13,070	15,753
1 ^{er} étage	12,678	15,938	11 ^{ème} étage	13,218	15,666
2 ^{ème} étage	12,674	15,988	12 ^{ème} étage	13,344	15,591
3 ^{ème} étage	12,692	15,977	13 ^{ème} étage	13,532	15,480
4 ^{ème} étage	12,718	15,961	14 ^{ème} étage	13,846	15,294
5 ^{ème} étage	12,745	15,945	15 ^{ème} étage	14,474	14,923
6 ^{ème} étage	12,786	15,921	Terrasse	15,450	13,900
7 ^{ème} étage	12,825	15,898			

Tableau V.11 : Centre de torsion de chaque étage (bloc A1 & A2)

Centre de torsion		
Etages	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
RDC	12.583	3.125
1 ^{er} étage	12.583	3.125

Tableau V.12 : Centre de torsion de chaque étage (bloc E1 & E2)

➤ **Centre de masse :**

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(W_i \times X_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i \times Y_i)}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats de centre de masses données par le logiciel **SAP2000** sont regroupés dans les tableaux suivants :

Centre de masse					
Etages	X _m (m)	Y _m (m)	Etages	X _m (m)	Y _m (m)
Sous-sol 2	14,359	15,309	8 ^{ème} étage	12,590	16,037
Sous-sol 1	14,157	15,247	9 ^{ème} étage	12,590	16,037
RDC	13,761	15,626	10 ^{ème} étage	12,590	16,037
1 ^{er} étage	12,698	15,654	11 ^{ème} étage	12,590	16,037
2 ^{ème} étage	12,590	16,037	12 ^{ème} étage	12,590	16,037
3 ^{ème} étage	12,590	16,037	13 ^{ème} étage	12,590	16,037
4 ^{ème} étage	12,590	16,037	14 ^{ème} étage	12,590	16,037
5 ^{ème} étage	12,590	16,037	15 ^{ème} étage	12,299	15,696
6 ^{ème} étage	12,590	16,037	Terrasse	16,650	14,150
7 ^{ème} étage	12,590	16,037			

Tableau V.13 : Centre de masse de chaque étage (bloc A1 & A2)

Centre de masse		
Etages	X _m (m)	Y _m (m)
RDC	12.770	3.115
1 ^{er} étage	12.771	2.842

Tableau V.14 : Centre de masse de chaque étage (bloc E1 & E2)

V.14 Evaluation de l'excentricité :

Selon **RPA99 V 2003** on doit calculer deux types d'excentricité :

- **Excentricité théorique :** $E_{xt} = |X_m - X_t|$
 $E_{yt} = |Y_m - Y_t|$

Avec : $X_t ; Y_t$: Les coordonnées de centre de torsion
 $X_m ; Y_m$: Les coordonnées de centre de masse

- **Excentricité accidentelle :** $E_{xa} = \max(5\% L_{x_{max}} ; E_{xt})$
 $E_{ya} = \max(5\% L_{y_{max}} ; E_{yt})$

Bloc A1 & A2: $\begin{cases} L_{x_{max}} = 26 \text{ m} \\ L_{y_{max}} = 25.5 \text{ m} \end{cases}$

Bloc E1 & E2 : $\begin{cases} L_{x_{max}} = 26 \text{ m} \\ L_{y_{max}} = 6.73 \text{ m} \end{cases}$

Etages	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$E_{xt}(m)$	$E_{yt}(m)$	$E_{xa}(m)$	$E_{ya}(m)$
Sous-sol 2	1.125	0.415	1.300	1.275
Sous-sol 1	1.093	0.540	1.300	1.275
RDC	0.891	0.257	1.300	1.275
1 ^{er} étage	0.020	0.284	1.300	1.275
2 ^{ème} étage	0.084	0.049	1.300	1.275
3 ^{ème} étage	0.101	0.060	1.300	1.275
4 ^{ème} étage	0.128	0.076	1.300	1.275
5 ^{ème} étage	0.155	0.091	1.300	1.275
6 ^{ème} étage	0.196	0.116	1.300	1.275
7 ^{ème} étage	0.235	0.139	1.300	1.275
8 ^{ème} étage	0.292	0.173	1.300	1.275
9 ^{ème} étage	0.388	0.229	1.300	1.275
10 ^{ème} étage	0.479	0.283	1.300	1.275
11 ^{ème} étage	0.628	0.371	1.300	1.275
12 ^{ème} étage	0.753	0.445	1.300	1.275
13 ^{ème} étage	0.942	0.557	1.300	1.275
14 ^{ème} étage	1.256	0.743	1.300	1.275
15 ^{ème} étage	2.175	0.773	2.175	1.275
Terrasse	1.200	0.250	1.300	1.275

Tableau V.15: Excentricités théoriques et accidentelles du bloc A1 & A2

Etages	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$E_{xt}(m)$	$E_{yt}(m)$	$E_{xa}(m)$	$E_{ya}(m)$
RDC	0.187	0.010	1.300	0.337
1 ^{er} étage	0.188	0.283	1.300	0.337

Tableau V.16 : Excentricités théoriques et accidentelles du bloc E1 & E2

V.15 Calcul des déplacements [Art 4.4.3. RPA99 V 2003] :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R. \delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

D'après l'article [5.10 RPA99 V 2003] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur d'étage.

$$\overline{\Delta}_K = 0.01. h_i$$

Etages	δ_{eKx} (cm)	δ_{eKy} (cm)	δ_{Kx} (cm)	δ_{Ky} (cm)	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	$\overline{\Delta_K}$ (cm)	Observé
Sous-sol 2	0.5	0.5	2.5	2.5	2.5	2.5	3.06	CV
Sous-sol 1	0.9	0.9	4.5	4.5	2	2	3.06	CV
RDC	1.5	1.5	7.5	7.5	3	3	4.08	CV
1 ^{er} étage	2	2	10	10	2.5	2.5	3.06	CV
2 ^{ème} étage	2.4	2.5	12	12.5	2	2.5	3.06	CV
3 ^{ème} étage	2.9	2.9	14.5	14.5	2.5	2	3.06	CV
4 ^{ème} étage	3.4	3.4	17	17	2.5	2.5	3.06	CV
5 ^{ème} étage	3.8	3.9	19	19.5	2	2.5	3.06	CV
6 ^{ème} étage	4.3	4.3	21.5	21.5	2.5	2	3.06	CV
7 ^{ème} étage	4.7	4.8	23.5	24	2	2.5	3.06	CV
8 ^{ème} étage	5.2	5.3	26	26.5	2.5	2.5	3.06	CV
9 ^{ème} étage	5.7	5.7	28.5	28.5	2.5	2	3.06	CV
10 ^{ème} étage	6.1	6.2	30.5	31	2	2.5	3.06	CV
11 ^{ème} étage	6.6	6.7	33	33.5	2.5	2.5	3.06	CV
12 ^{ème} étage	7	7.1	35	35.5	2	2	3.06	CV
13 ^{ème} étage	7.5	7.6	37.5	38	2.5	2.5	3.06	CV
14 ^{ème} étage	7.9	8	39.5	40	2	2	3.06	CV
15 ^{ème} étage	8.4	8.5	42	42.5	2.5	2.5	3.06	CV
Terrasse	8.8	8.9	44	44.5	2	2	3.06	CV

Tableau V.17 : Vérification des déplacements (R=5) du Bloc A1& A2

Étages	δ_{eKx} (cm)	δ_{eKy} (cm)	δ_{Kx} (cm)	δ_{Ky} (cm)	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	$\overline{\Delta_K}$ (cm)	Observé
RDC	0.1	0.2	0.35	0.70	0.35	0.7	3.06	CV
1 ^{er} étage	0.1	0.4	0.35	1.40	0	0.7	3.06	CV

Tableau V.18 : Vérification des déplacements (R=3.5) du Bloc E1 & E2

V.16 Stabilité 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.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

Moment de renversement : $M_r = \sum F_i * Z_i$

Moment résistant: $M_s = \sum W_i * b_i$.

F_i : la force sismique au niveau i.

Z_i : hauteur de niveau i.

W_i : poids de niveau i.

b_i : bras de levier de niveau i.

 Bloc A1 & A2:

Selon X-X						
Etages	Fi(KN)	Zi (m)	Fi*Zi	Wi	bi	Wi*bi
Sous-sol 2	4.32	3.06	13.219	1277.930	14.359	18349.884
Sous-sol 1	16.53	6.12	101.163	2443,862	14,157	34598,810
RDC	35.17	10.20	358.734	3119,819	13,761	42932,402
1 ^{er} étage	45.29	13.26	600.545	3090,219	12,698	39241,443
2 ^{ème} étage	58.18	16.32	949.497	3225,393	12,590	40608,955
3 ^{ème} étage	69.09	19.38	1338.964	3225,393	12,590	40608,955
4 ^{ème} étage	79.99	22.44	1794.975	3225,393	12,590	40608,955
5 ^{ème} étage	90.90	25.50	2317,950	3225,393	12,590	40608,955
6 ^{ème} étage	101.81	28.56	2907,693	3225,393	12,590	40608,955
7 ^{ème} étage	112.72	31.62	3564,206	3225,393	12,590	40608,955
8 ^{ème} étage	123.63	34.68	4287,488	3225,393	12,590	40608,955
9 ^{ème} étage	134.54	37.74	5077,539	3225,393	12,590	40608,955
10 ^{ème} étage	145.44	40.80	5933,952	3225,393	12,590	40608,955
11 ^{ème} étage	156.35	43.86	6857,511	3225,393	12,590	40608,955
12 ^{ème} étage	167.26	46.92	7847,839	3225,393	12,590	40608,955
13 ^{ème} étage	178.17	49.98	8904,936	3225,393	12,590	40608,955
14 ^{ème} étage	189.08	53.04	10028,803	3225,393	12,590	40608,955
15 ^{ème} étage	155.67	56.10	8733,087	2510,699	12,299	30881,018
Terrasse	176.6	59.16	10447,656	419,613	16,650	6986,559
M_r(KN.m)			82065,762	M_s(KN. m)		700906.546

Tableau V.19: Stabilité de la structure au renversement (selon x-x) du bloc A1 & A2

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{700906.546}{82065.762} = 8.54 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

Selon Y-Y						
Etages	Fi(KN)	Zi(m)	Fi*Zi	Wi	bi	Wi*bi
Sous-sol 2	4.29	3.06	13.1274	1277.930	15,309	19564.248
Sous-sol 1	16,41	6.12	100,4292	2443,862	15,247	37263,521
RDC	34,92	10.20	356,184	3119,819	15,626	48751,621
1 ^{er} étage	44,96	13.26	596,169	3090,219	15,654	48375,452
2 ^{ème} étage	57,76	16.32	942,643	3225,393	16,037	51728,546
3 ^{ème} étage	68,59	19.38	1329,272	3225,393	16,037	51728,546
4 ^{ème} étage	79,42	22.44	1782,184	3225,393	16,037	51728,546
5 ^{ème} étage	90,25	25.50	2301,375	3225,393	16,037	51728,546
6 ^{ème} étage	101,08	28.56	2886,844	3225,393	16,037	51728,546
7 ^{ème} étage	111,91	31.62	3538,594	3225,393	16,037	51728,546
8 ^{ème} étage	122,73	34.68	4256,276	3225,393	16,037	51728,546
9 ^{ème} étage	133,56	37.74	5040,554	3225,393	16,037	51728,546
10 ^{ème} étage	144,39	40.80	5891,112	3225,393	16,037	51728,546
11 ^{ème} étage	155,22	43.86	6807,949	3225,393	16,037	51728,546
12 ^{ème} étage	166,05	46.92	7791,066	3225,393	16,037	51728,546
13 ^{ème} étage	176,88	49.98	8840,462	3225,393	16,037	51728,546
14 ^{ème} étage	187,71	53.04	9956,138	3225,393	16,037	51728,546
15 ^{ème} étage	154,55	56.10	8670,255	2510,699	15,696	39408,607
Terrasse	176,89	59.16	10464,812	419,613	14,150	5937,526
		M_r(KN.m)	81565,452		M_s(KN. m)	871772,086

Tableau V.20 : Stabilité de la structure au renversement (selon y-y) du bloc A1 & A2

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{871772,086}{81565,452} = 10.59 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

 **Bloc E1 & E2:**

Selon X-X						
Etages	Fi(KN)	Zi(m)	Fi*Zi	Wi	bi	Wi*bi
RDC	104.81	3.06	320.719	1902.27	12.770	24291.99
1^{er} étage	165.09	6.12	1010.351	1498.12	12.771	19132.49
		M_r(KN.m)	1331.07		M_s(KN.m)	43424.48

Tableau V.21 : Stabilité de la structure au renversement (selon x-x) du bloc E1 & E2

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{43424.48}{1331.07} = 32.6 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

Selon Y-Y						
Etages	Fi(KN)	Zi(m)	Fi*Zi	Wi	bi	Wi*bi
RDC	114.79	3.06	351.257	1902.27	3.115	5925.571
1^{er} étage	180.81	6.12	1106.557	1498.12	2.842	4257.657
		M_r(KN.m)	1457.814		M_s(KN.m)	10183.228

Tableau V.22 : Stabilité de la structure au renversement (selon y-y) du bloc E1 & E2

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{10183.228}{1457.814} = 6.99 \geq 1.5 \quad \text{CV}$$

V.17 Justification de la largeur des joints sismiques :

D'après le **RPA99 V2003**, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

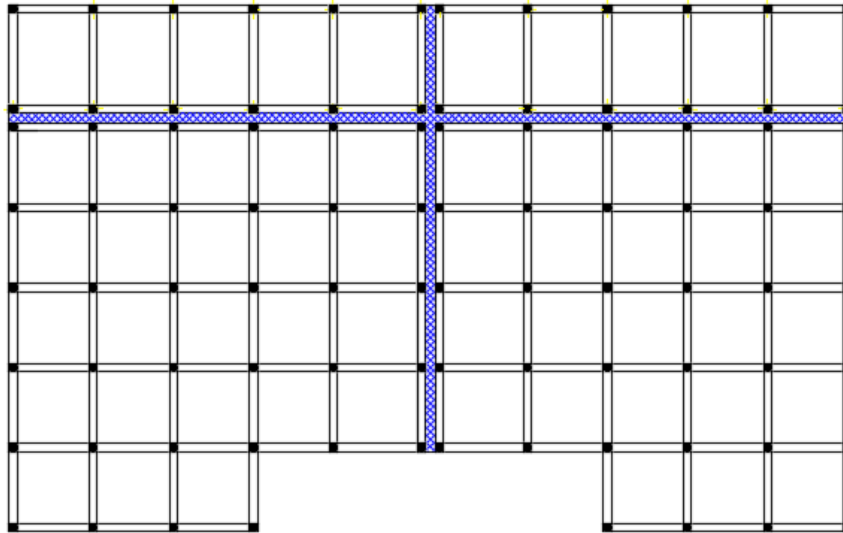


Figure V.10: Représentation des joints sismiques

✚ **Bloc A1 & A2:** $\delta_1 = \delta_2 = 27.65 \text{ mm}$
 $d_{\min} = 15 \text{ mm} + (2\delta_1) \text{ mm} = 70.29 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$ **CV**

Donc on a choisi **d = 10 cm**

✚ **Bloc A1 & E1 et Bloc A2 & E2:** $\begin{cases} \delta_1 = 27.65 \text{ mm} \\ \delta_2 = 9.17 \text{ mm} \end{cases}$
 $d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} = 51.82 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$ **CV**

Donc on a choisi **d = 10 cm**

✚ **Bloc E1 & E2:** $\delta_1 = \delta_2 = 9.17 \text{ mm}$
 $d_{\min} = 15 \text{ mm} + (2\delta_1) \text{ mm} = 33.34 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ **CNV**

Donc on prend **d = 10 cm**

CHAPITRE VI :
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1 Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel constitué des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**SAP2000**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant essentiellement la transmission des charges des niveaux aux fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

VI.2.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes:

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

- **ELU :** $1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS :** $G + Q$

Selon RPA99V2003 : [Combinaisons accidentelles]

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

VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le **RPA 99V2003**, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représentée dans les tableaux suivants :

VI.2.2.1 Bloc A1 & A2 :

Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	$v \leq 0,3$	Observation
1 ^{er} sous-sol	2976.301	55×55	25	0.39	CNV
2 ^{ème} sous-sol	2864.479	55×55	25	0.38	CNV
RDC	2635.822	55×55	25	0.35	CNV
1 ^{er} étage	2380.939	50×50	25	0.38	CNV
2 ^{ème} étage	2175.884	50×50	25	0.35	CNV
3 ^{ème} étage	1978.573	50×50	25	0.32	CNV
4 ^{ème} étage	1786.113	45×45	25	0.35	CNV
5 ^{ème} étage	1602.061	45×45	25	0.32	CNV
6 ^{ème} étage	1423.511	40×40	25	0.36	CNV
7 ^{ème} étage	1252.864	40×40	25	0.31	CNV
8 ^{ème} étage	1092.661	40×40	25	0.27	CV
9 ^{ème} étage	935.673	35×35	25	0.31	CNV
10 ^{ème} étage	784.539	35×35	25	0.26	CV
11 ^{ème} étage	636.822	30×30	25	0.28	CV
12 ^{ème} étage	492.525	30×30	25	0.22	CV
13 ^{ème} étage	357.808	30×30	25	0.16	CV
14 ^{ème} étage	227.622	30×30	25	0.10	CV
15 ^{ème} étage	105.313	30×30	25	0.05	CV
Terrasse	115.812	30×30	25	0.05	CV

Tableau VI.1: Vérification spécifique sous sollicitations normales (Bloc A1 & A2)

Vu que la relation précédée n'était pas vérifiée on a redimensionné nos poteaux et les nouvelles valeurs trouvées par SAP2000 se présentent comme suit :

Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	$\nu \leq 0,3$	Observation
1 ^{er} sous-sol	3838.663	75×75	25	0.27	CV
2 ^{ème} sous-sol	3714.724	75×75	25	0.26	CV
RDC	3458.832	70×70	25	0.28	CV
1 ^{er} étage	3181.352	70×70	25	0.26	CV
2 ^{ème} étage	2945.948	65×65	25	0.28	CV
3 ^{ème} étage	2714.912	65×65	25	0.26	CV
4 ^{ème} étage	2487.703	60×60	25	0.28	CV
5 ^{ème} étage	2264.545	60×60	25	0.25	CV
6 ^{ème} étage	2045.14	55×55	25	0.27	CV
7 ^{ème} étage	1829.556	55×55	25	0.24	CV
8 ^{ème} étage	1617.44	50×50	25	0.26	CV
9 ^{ème} étage	1408.698	50×50	25	0.23	CV
10 ^{ème} étage	1202.863	45×45	25	0.24	CV
11 ^{ème} étage	999.528	45×45	25	0.20	CV
12 ^{ème} étage	798.374	40×40	25	0.20	CV
13 ^{ème} étage	595.982	35×35	25	0.19	CV
14 ^{ème} étage	391.034	30×30	25	0.17	CV
15 ^{ème} étage	186.556	30×30	25	0.08	CV
Terrasse	88.698	30×30	25	0.04	CV

Tableau VI.2 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (Bloc A1 & A2)

Après ces nouvelles dimensions des poteaux, nous avons diminué la quantité des murs voiles qui est représentée dans la figure ci-dessous :

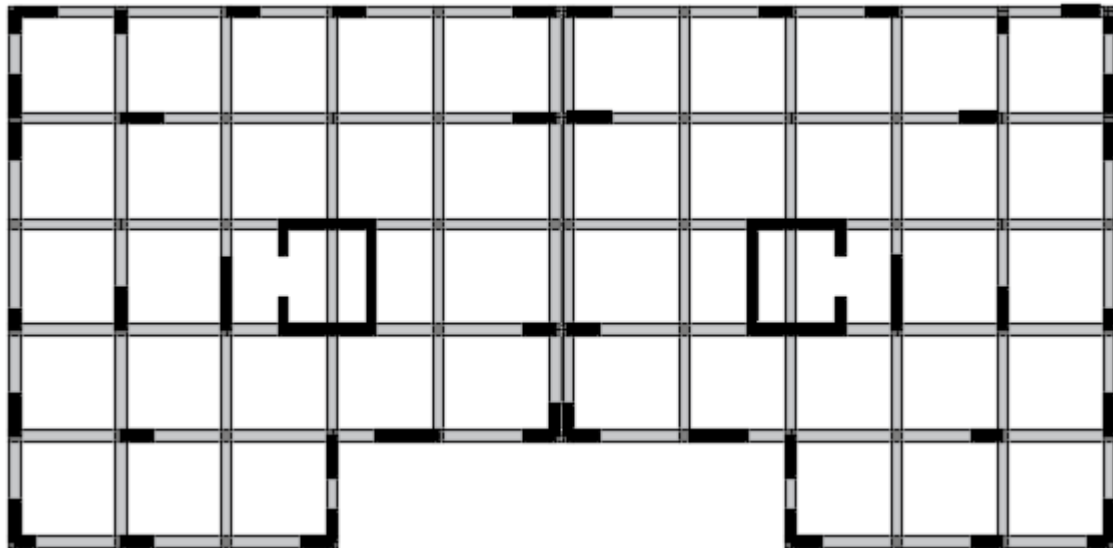


Figure VI.1 : La nouvelle disposition des voiles

I Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,300883	0,0094	0,69954	4,838E-08	0,0094	0,69954	4,838E-08
MODAL	Mode	2	1,193596	0,71802	0,00715	4,187E-10	0,72742	0,70669	4,88E-08
MODAL	Mode	3	1,156397	0,00863	0,01351	1,264E-09	0,73605	0,7202	5,007E-08
MODAL	Mode	4	0,383116	0,00001769	0,07492	0,000001305	0,73606	0,79511	0,000001355
MODAL	Mode	5	0,358145	0,13935	0,00064	0,00000597	0,87541	0,79575	0,000007325
MODAL	Mode	6	0,338159	0,00086	0,08418	0,000001468	0,87627	0,87993	0,000008793
MODAL	Mode	7	0,194624	8,776E-07	0,01314	0,00001182	0,87627	0,89307	0,00002061
MODAL	Mode	8	0,172992	0,05141	0,00004776	0,00001099	0,92768	0,89312	0,0000316
MODAL	Mode	9	0,164267	0,00007422	0,03678	0,000004728	0,92776	0,9299	0,00003633
MODAL	Mode	10	0,126856	0,000001839	0,00001875	0,20526	0,92776	0,92991	0,20529
MODAL	Mode	11	0,120201	0,00004781	0,00344	0,003	0,92781	0,93335	0,20829
MODAL	Mode	12	0,115488	0,00003477	0,00001264	0,26356	0,92784	0,93337	0,47185

Tableau VI.3 : Périodes et pourcentages de participation massique

- ✓ Mode 8 : SumUX = 0.92 > 90% CV
- ✓ Mode 9 : SumUY = 0.92 > 90% CV
- ✓ $T = 1.30 \text{ s} < 1.3 T = 1.352 \text{ s}$ CV

VI.2.2.2 Bloc E1 & E2 :

Poteaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	v ≤ 0,3	Observation
RDC	544.998	30×30	25	0.24	CV
1er étage	251.640	30×30	25	0.11	CV

Tableau VI.4 : Vérification spécifique sous sollicitations normales (Bloc E1 & E2)

VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA 99 V 2003}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA 99 V 2003}$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau. ($l_f = 0.7 \times l_0$)

$$l_f(\text{ssls, étages}) = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$l_f(\text{RDC}) = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

VI.2.3.1 Bloc A1 & A2 :

Poteaux	V (KN)	bd (m)	τ_u (MPa)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
1 ^{er} sous-sol	27.550	0.506	0.054	2.856	0.04	1	CV
2 ^{ème} sous-sol	59.119	0.506	0.117	2.856	0.04	1	CV
RDC	53.599	0.441	0.122	4.08	0.04	1	CV
1 ^{er} étage	95.001	0.441	0.215	3.06	0.04	1	CV
2 ^{ème} étage	85.643	0.380	0.225	3.295	0.04	1	CV
3 ^{ème} étage	104.079	0.380	0.274	3.295	0.04	1	CV
4 ^{ème} étage	92.284	0.324	0.285	3.57	0.04	1	CV
5 ^{ème} étage	107.367	0.324	0.331	3.57	0.04	1	CV
6 ^{ème} étage	90.344	0.272	0.332	3.895	0.04	1	CV
7 ^{ème} étage	103.638	0.272	0.381	3.895	0.04	1	CV
8 ^{ème} étage	83.140	0.225	0.370	4.284	0.04	1	CV
9 ^{ème} étage	94.699	0.225	0.421	4.284	0.04	1	CV
10 ^{ème} étage	73.843	0.182	0.405	4.76	0.04	1	CV
11 ^{ème} étage	84.503	0.182	0.464	4.76	0.04	1	CV
12 ^{ème} étage	66.87	0.144	0.464	5.355	0.075	1.875	CV
13 ^{ème} étage	53.093	0.110	0.482	6.12	0.075	1.875	CV
14 ^{ème} étage	34.803	0.081	0.430	7.14	0.075	1.875	CV
15 ^{ème} étage	36.158	0.081	0.446	7.14	0.075	1.875	CV
Terrasse	38.334	0.081	0.473	7.14	0.075	1.875	CV

Tableau VI.5 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Bloc A1 & A2)

VI.2.3.2 Bloc E1 & E2 :

Poteaux	V (KN)	bd (m)	τ_u (MPa)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
RDC	52.519	0.081	0.648	7.14	0.075	1.875	CV
1er étage	64.094	0.081	0.791	7.14	0.075	1.875	CV

Tableau VI.6 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes (Bloc E1 & E2)

VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le **RPA 99 V 2003** (article 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée car le poteau est sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M », et les autres sont calculés à l'aide de logiciel **SAP 2000**.

V.2.4.1 Bloc A1 & A2 :

Poteaux	$N_{max}(KN)$	M (KN.m)	Poteaux	$N_{max}(KN)$	M (KN.m)
1 ^{ème} sous-sol	3838.663	4.073	8 ^{ème} étage	1617.44	9.123
2 ^{ème} sous-sol	3714.724	6.921	9 ^{ème} étage	1408.698	11.783
RDC	3458.832	11.041	10 ^{ème} étage	1202.863	10.018
1 ^{er} étage	3181.352	2.781	11 ^{ème} étage	999.528	12.614
2 ^{ème} étage	2945.948	3.649	12 ^{ème} étage	798.374	10.530
3 ^{ème} étage	2714.912	5.194	13 ^{ème} étage	595.982	9.482
4 ^{ème} étage	2487.703	5.850	14 ^{ème} étage	391.034	6.739
5 ^{ème} étage	2264.545	7.954	15 ^{ème} étage	186.556	9.262
6 ^{ème} étage	2045.140	7.656	Terrasse	88.698	37.740
7 ^{ème} étage	1829.556	10.122			

Tableau VI.7 : Sollicitations des poteaux du bloc A1 & A2

Notre exemple de calcul sera un poteau de sous-sol 2, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Poteau	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)
75 x 75	4.073	3838.663	27.550

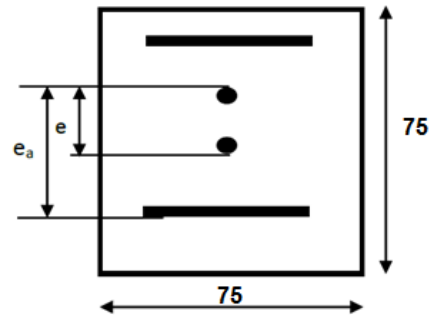
Tableau VI.8 : Sollicitations du poteau sous-sol 2

$$b = h = 0.75 \text{ m} ; \quad h = 0.9 d = 0.675 \text{ m} ; \quad d' = 0.1 h = 0.075 \text{ m} ;$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} .$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.001 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0.301 \text{ m}$$



▪ **Moment fictive :**

$$M_a = N \cdot e_a = 1.155 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_a \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Rightarrow 1.148 \leq 1.196 \quad \text{CV}$$

Donc la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue ($A_{sc} = 0$).

▪ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.239 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_u < \mu_R \Rightarrow$ Section simple armature

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.347$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.581 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{347.826} \left[\frac{1.155}{0.581} - 3838.663 \times 10^{-3} \right] = -53.21 \text{ cm}^2$$

$A_1 < 0 \Rightarrow$ La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués.

Donc on va ferrailer avec A_{min} (RPA 99 V 2003).

Les résultats du ferrailage longitudinal du **bloc A1** et **A2** sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
					Choix	Section (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	75×75	39.38	225	-53.21	20T16	40.20
2 ^{ème} sous-sol	75×75	39.38	225	-51.21	20T16	40.20
RDC	70×70	34.30	196	-48.43	20T16	40.20
1 ^{er} étage	70×70	34.30	196	-42.30	20T16	40.20
2 ^{ème} étage	65×65	29.58	169	-38.96	16T16	32.16
3 ^{ème} étage	65×65	29.58	169	-30.70	16T16	32.16
4 ^{ème} étage	60×60	25.20	144	-26.96	12T14+4T16	26.52
5 ^{ème} étage	60×60	25.20	144	-23.25	12T14+4T16	26.52
6 ^{ème} étage	55×55	21.18	121	-19.61	16T14	24.64
7 ^{ème} étage	55×55	21.18	121	-16.28	16T14	24.64
8 ^{ème} étage	50×50	17.50	100	-13.47	12T12+4T14	19.72
9 ^{ème} étage	50×50	17.50	100	-9.91	12T12+4T14	19.72
10 ^{ème} étage	45×45	14.18	81	-7.91	16T12	18.08
11 ^{ème} étage	45×45	14.18	81	-4.65	16T12	18.08
12 ^{ème} étage	40×40	11.20	64	-4.48	12T12	13.56
13 ^{ème} étage	35×35	8.58	49	0.003	8T12	9.03
14 ^{ème} étage	30×30	6.30	36	0.54	8T12	9.03
15 ^{ème} étage	30×30	6.30	36	3.64	8T12	9.03
Terrasse	30×30	6.30	36	1.41	8T12	9.03

Tableau VI.9 : Ferrailage longitudinal des poteaux du bloc A1 & A2

VI.2.4.2 Bloc E1 & E2 :

Poteaux	N (KN)	M (KN.m)
RDC	544.998	29.289
1 ^{er} étage	251.640	93.529

Tableau VI.10 : Sollicitations des poteaux du bloc E1 & E2

Les résultats du ferrailage longitudinal du **bloc E1** et **E2** sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Ferrailage longitudinal	
					Choix	Section (cm ²)
RDC	30×30	6.30	36	-13.47	8T12	9.03
1^{er} étage	30×30	6.30	36	-1.34	8T12	9.03

Tableau VI.11 : Ferrailage longitudinal des poteaux du bloc E1 & E2

VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA99 V 2003})$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 235$ MPa.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) \quad [\text{BAEL91 modifiée 99}]$$

Avec :

Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : espacement des armatures transversales, la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\text{RPA99 V 2003} : \begin{cases} \text{Zone nodale:} & t \leq \min (10 \Phi_1, 15 \text{ cm}) \quad \text{Zone I} \\ \text{Zone Courante:} & t' \leq 15 \Phi_1 \quad \text{Zone I} \end{cases}$$

VI.2.5.1 Bloc A1 & A2 :

Poteaux	h (cm)	V_u (KN)	Λ_g	ρ_a	t (cm)	t'(cm)	A_t (cm)	Φ_t (mm)
1 ^{er} sous-sol	75	27.550	2.86	3.75	10	15	0.59	$\Phi 10$
2 ^{ème} sous-sol	75	59.119	2.86	3.75	10	15	1.26	$\Phi 10$
RDC	70	53.599	4.08	3.75	10	15	1.22	$\Phi 10$
1 ^{er} étage	70	95.001	3.06	3.75	10	15	2.17	$\Phi 10$
2 ^{ème} étage	65	85.643	3.30	3.75	10	15	2.10	$\Phi 10$
3 ^{ème} étage	65	104.079	3.30	3.75	10	15	2.56	$\Phi 10$
4 ^{ème} étage	60	92.284	3.57	3.75	10	15	2.45	$\Phi 10$
5 ^{ème} étage	60	107.367	3.57	3.75	10	15	2.86	$\Phi 10$
6 ^{ème} étage	55	90.344	3.89	3.75	10	15	2.62	$\Phi 10$
7 ^{ème} étage	55	103.638	3.89	3.75	10	15	3.01	$\Phi 10$
8 ^{ème} étage	50	83.140	4.28	3.75	10	15	2.65	$\Phi 10$
9 ^{ème} étage	50	94.699	4.28	3.75	10	15	3.02	$\Phi 10$
10 ^{ème} étage	45	73.843	4.76	3.75	10	15	2.61	$\Phi 10$
11 ^{ème} étage	45	84.503	4.76	3.75	10	15	2.99	$\Phi 10$
12 ^{ème} étage	40	66.87	5.36	2.5	10	15	1.79	$\Phi 10$
13 ^{ème} étage	35	53.093	6.12	2.5	10	15	1.61	$\Phi 10$
14 ^{ème} étage	30	34.803	7.14	2.5	10	15	1.23	$\Phi 8$
15 ^{ème} étage	30	36.158	7.14	2.5	10	15	1.28	$\Phi 8$
Terrasse	30	38.334	7.14	2.5	10	15	1.36	$\Phi 8$

Tableau VI.12 : Ferrailage transversal des poteaux du bloc A1 & A2

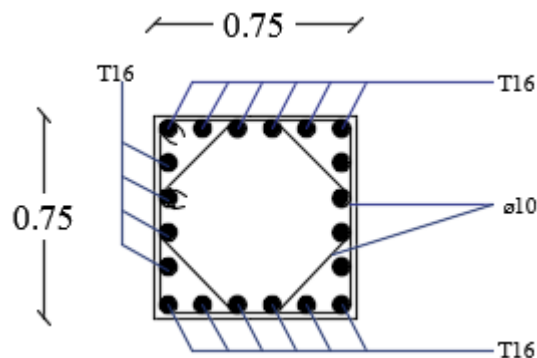


Figure VI.2 : Ferrailage des poteaux sous-sols bloc A1 & A2

VI.2.5.2 Bloc E1 & E2 :

Poteaux	h (cm)	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	t (cm)	t'(cm)	A_t (cm)	Φ_t (mm)
RDC	30	52.519	7.14	2.5	10	15	1.86	$\Phi 8$
1er étage	30	64.094	7.14	2.5	10	15	2.17	$\Phi 8$

Tableau VI.13 : Ferrailage transversal des poteaux du bloc E1 & E2

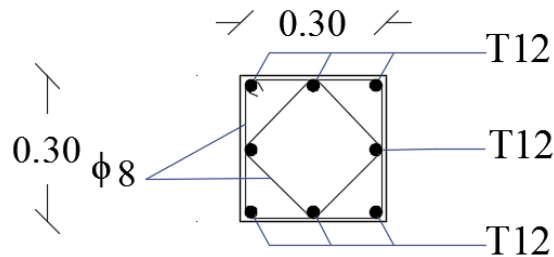


Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux bloc E1 & E2

VI.2.6 Recouvrement :

La longueur de recouvrement minimal donnée par le **RPA99 V 2003** est de : **40 Φ** en zone I

Φ (mm)	L_r (cm)	L_r choisi (cm)
16	64	65
14	56	60
12	48	50

Tableau VI.14 : Longueurs de recouvrement

VI.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement **B.A.E.L 91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V 2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

VI.3.1 Combinaisons des charges :

Selon **BAEL91** : [combinaisons fondamentales]

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q

Selon **RPA99 V 2003** : [Combinaisons accidentelles]

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

VI.3.2 Recommandation du **RPA99 V 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

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

La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone I.

VI.3.3 Ferrailages des poutres principales :

VI.3.3.1 Bloc A1 & A2 :

Poutres	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	V (KN)
Sous-sols	46.994	18.980	50.245
RDC	77.094	38.270	52.964
1 ^{er} étage	149.776	75.020	162.391
Etages courants	191.051	120.200	155.802
Terrasse	103.346	58.050	44.491

Tableau VI.15: Sollicitations des poutres principales du bloc A1 & A2

- Ferrailage longitudinal :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du 1er étage.

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0.8G+EX	
	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
35*45	149.776	75.020	107.498	50.790	138.966	57.220	115.254	4.370
V(KN)	162.391		116.644		125.068		111.776	

Tableau VI.16 : Sollicitation de la poutre principale du bloc A1 & A2

✚ En travée :

a. ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.02 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,9 \times 0,45)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,091 < \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,121$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,385 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{75.02 \times 10^{-3}}{0,385 \times 347,826} = 5,6 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.575; 1.71) \text{ cm}^2$$

$$5.6 \text{ cm}^2 > 1.71 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

b. ELS:

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{75.02}{50.79} = 1.477$

$\Rightarrow \alpha = 0.121 < 1.477 \quad \text{CV}$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

✚ En appui :

a. ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{149.776 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.9 \times 0.45)^2 \times 14.17}$$

$\mu_u = 0.184 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow$ section simple armature

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.256$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.364 \text{ m}$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{149.776 \times 10^{-3}}{0.364 \times 347.826} = 11.83 \text{ cm}^2$$

b. ELS:

$M_{tmax} = 75.02 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{149.776}{107.498} = 1.393$

$\alpha = 0.256 < 1.393 \quad \text{CV}$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armatures minimales :**

Selon **RPA99V2003** : $A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 7.88 \text{ cm}^2$

$A_{travée} + A_{appui} \geq A_{min}$

- **Armatures maximales :**

Selon **RPA99V2003** : $A_{max} = 4\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2$ (Zone courante)

$A_{max} = 6\%(b \times h) = 94.5 \text{ cm}^2$ (Zone de recouvrement)

- **Le choix :**

En travée : **6T12** de section **6.79 cm²**

En appui : **6T16** de section **12.06 cm²**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$T_{max} = 162.391 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{162.391}{0.35 \times 0.9 \times 0.45} = 1.146 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

- **L'espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA99 V 2003** :

$$\begin{cases} \text{zone nodale:} & S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30\text{cm}\right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{zone courante:} & S'_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S'_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{lmin} Diamètre minimale des armatures longitudinales de la poutre principale

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le **B.A.E.L91** :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

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

VI.3.3.2 Récapitulation du ferrailage des poutres principales du bloc A1 & A2 :

	Ferrailages longitudinales					Ferrailages transversales		
		Travées		appuis				
Etages	A_{min} (RPA)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{cal} (cm ²)	choix	S_t (cm)	S'_t (cm)	ϕ_t (mm)
Sous-sol	7.88	2.22	5T12 5.65 cm ²	5.56	6T12 6.79 cm ²	10	20	Ø8
RDC	7.88	2.58	5T12 5.65 cm ²	5.30	6T12 6.79 cm ²	10	20	Ø8
1^{er} étage	7.88	5.60	6T12 6.79 cm ²	11.83	6T16 12.06 cm ²	10	20	Ø8
Etages courants	7.88	7.89	3T12+3T14 8.01 cm ²	12.01	6T16 12.06 cm ²	10	20	Ø8
Terrasse	7.88	4.28	3T14 4.62 cm ²	7.88	3T12+3T14 8.01 cm ²	10	20	Ø8

Tableau VI.17 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales du bloc A1 & A2

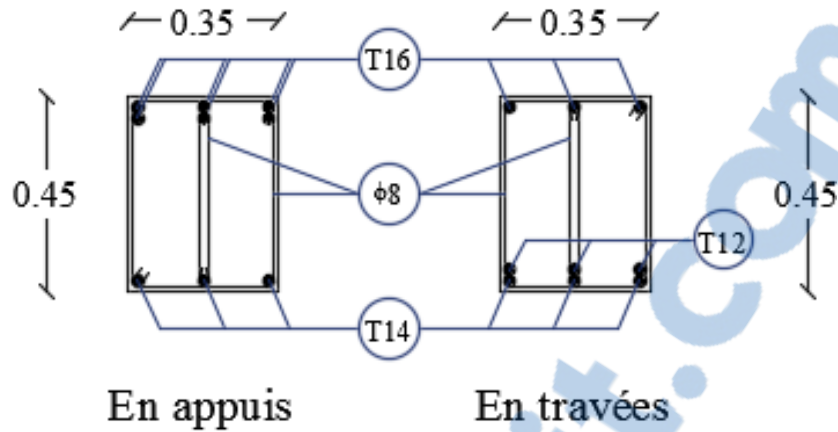


Figure VI.4 : Ferrailage des poutres principales (bloc A1 & A2)

VI.3.3.3 Bloc E1 & E2 :

• Ferrailages longitudinales :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du 1^{er} étage.

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0.8G+EX	
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
35×45	116.286	115.677	118.310	112.400	118.780	118.470	113.138	77.421
V(KN)	107.279		148.997		150.466		108.139	

TableauVI.18 Sollicitations de la poutre principale du bloc E1 et E2

VI.3.3.4 Récapitulation du ferrailage des poutres principales du bloc E1 & E2 :

Etages	Ferrailages longitudinales					Ferrailages transversales		
	A _{min} (RPA)	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	choix			
1 ^{er} étage et terrasse	7.88	9.99	3T14+3T16 10.65 cm ²	10.02	3T14+3T16 10.65 cm ²	S _t (cm) 10	S _t ' (cm) 20	Ø _t (mm) Ø8

TableauVI.19 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales du bloc E1 & E2

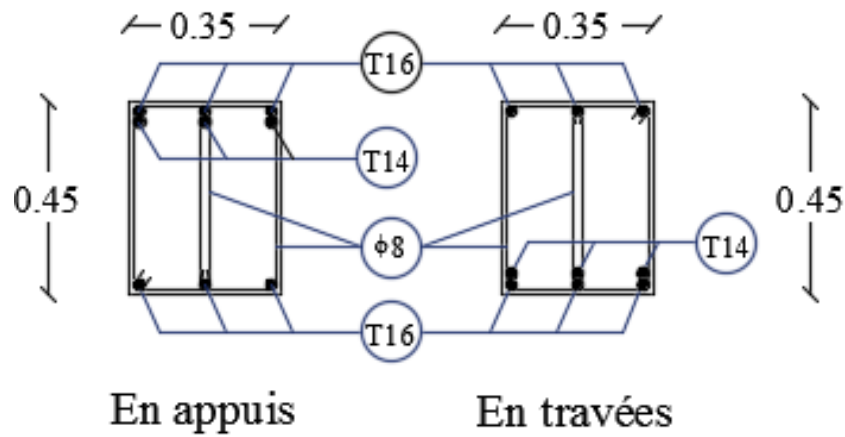


Figure VI.5 : Ferrailage des poutres principales (bloc E1 & E2)

VI.3.4 Ferrailages des poutres secondaires:

VI.3.4.1 Bloc A1 & A2 :

Poutres	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
Sous-sols	27.404	9.260	23.054
RDC	40.714	13.570	33.050
1 ^{er} étage	45.243	17.800	29.516
Etages courants	94.032	19.930	59.689
Terrasse	10.629	10.630	59.689

Tableau VI.20: Sollicitations des poutres secondaires (bloc A1 & A2)

• Ferrailages longitudinales :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut de l'étage courant.

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0.8G+EX	
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
30×40	94.032	19.930	67.006	54.890	87.934	85.400	76.893	54.61
V(KN)	59.689		42.610		34.789		40.968	

Tableau VI.21 : Sollicitations de la poutre secondaire du bloc A1 & A2

✚ **En travée :**

a. ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.93 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.036 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.046$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.353 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.93 \times 10^{-3}}{0.353 \times 347.826} = 1.62 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1.2; 1.49) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 1.62 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

b. ELS:

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19.93}{8.06} = 2.473$$

$$\alpha = 0.046 < 2.473 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

✚ **En appui :**

a. ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94.032 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.171 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.236$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.326 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{94.032 \times 10^{-3}}{0.326 \times 347.826} = 8.29 \text{ cm}^2$$

b. ELS:

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{94.032}{67.006} = 1.403$$

$$\alpha = 0.236 < 1.403 \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- **Armatures minimales :**

Selon **RPA99V2003** : $A_{\min} = 0.5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\min}$$

- **Armatures maximales :**

Selon **RPA99 V 2003** :

$$A_{\max} = 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement}).$$

- **Le choix :**

En travée : **3T12** de section **3.39 cm²**

En appui : **6T12** de section **6.79 cm²**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 59.689 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{59.689 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.9 \times 0.4} = 0.553 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{CV}$$

- **L'espace des armatures transversales :**

D'après le **RPA99 V 2003** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone nodale:} \quad S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm} \quad \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{zone courante:} \quad S'_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow S'_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec:

ϕ_{\min} : diamètre minimale des armatures longitudinales de la poutre principale.

- **Diamètre des armatures transversales :**

D'après le BAEL91 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = 1.2 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

VI.3.4.2 Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires du bloc A1 & A2 :

Etages	A _{min} (RPA)	Ferrillages longitudinales				Ferrillages transversales		
		Travées		appuis				
		A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	choix	S _t (cm)	St' (cm)	Ø _t (mm)
Sous-sol	6	1.51	3T12 3.39 cm ²	4.49	6T12 6.79 cm ²	10	15	Ø8
RDC	6	1.47	3T12 3.39 cm ²	4.53	6T12 6.79 cm ²	10	15	Ø8
1 ^{er} étage	6	1.67	3T12 3.39 cm ²	4.33	6T12 6.79 cm ²	10	15	Ø8
Etages courants	6	1.62	3T12 3.39 cm ²	8.29	6T14 9.24 cm ²	10	15	Ø8
Terrasse	6	3	3T12 3.39 cm ²	3	3T12 6.79 cm ²	10	15	Ø8

Tableau VI.22: Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires du bloc A1 & A2

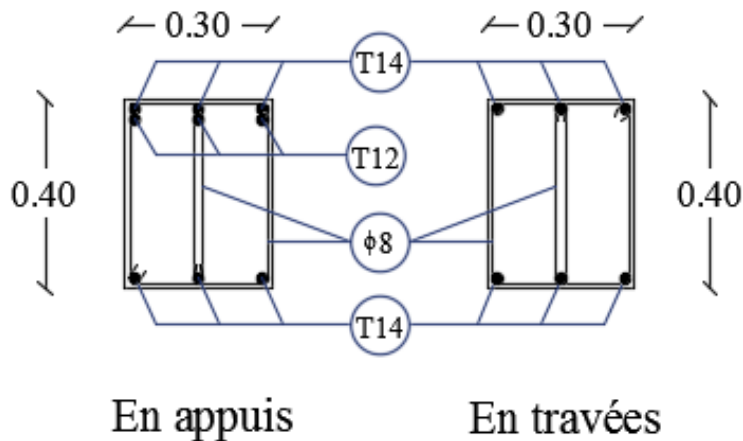


Figure VI.6 : Ferrailage des poutres secondaires (bloc A1 & A2)

VI.3.4.3 Bloc E1 & E2 :

- **Ferrillages longitudinales :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du 1^{er} étage.

Section (cm ²)	ELU		ELS		G+Q+EX		0.8G+EX	
	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
35×45	37.967	24.221	28.151	17.490	66.627	36.860	63.661	51.957
V(KN)	41.931		31.096		46.310		45.427	

Tableau VI.23 Sollicitation de la poutre secondaire du bloc E1 & E2

VI.3.4.4 Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires du bloc E1 & E2 :

Etages	A _{min} (RPA)	Ferrillages longitudinales				Ferrillages transversales		
		A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{cal} (cm ²)	choix	S _t (cm)	S _t ' (cm)	∅ _t (mm)
1 ^{er} étage et terrasse	6	2.63	3T12 3.39 cm ²	4.87	6T12 6.79 cm ²	10	15	∅8

Tableau VI.24 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires du bloc E1 & E2

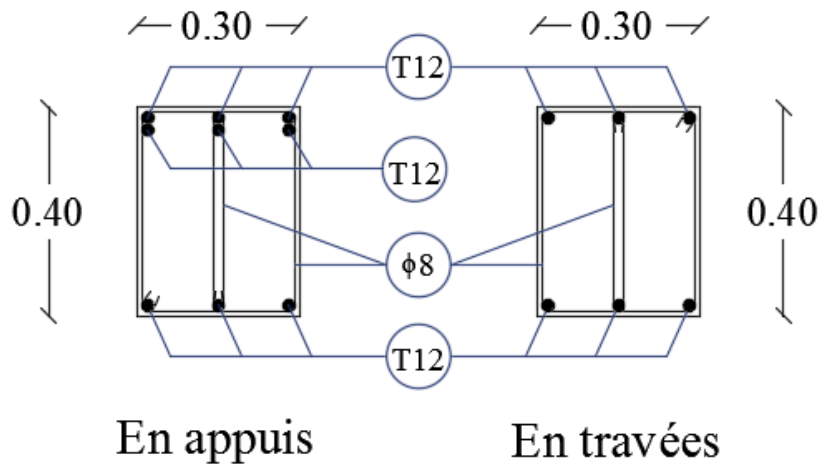


Figure VI.7 : Ferrailage des poutres secondaires (bloc E1 & E2)

VI.3.5 Recouvrement :

∅(mm)	L _r = 40∅ (cm)	L _r choisi (cm)
16	64	65
14	56	60
12	48	50

Tableau VI.25 : Recouvrement des poutres

VI.4 Les murs voiles :

Le mur voile est un élément structural de contreventement soumis à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VI.4.1 Calcul des murs voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99V2003** :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est:

- Globalement dans la section du voile de 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales: $S_t \leq \min(1.5 a ; 30 \text{ cm})$.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est positif.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons d'actions.

VI.4.2 Caractéristiques des murs voiles :

voile	e(m)	L(m)	A(m ²)	I (m)
2ssl et RDC	0.25	2.55	0.638	0.345
Etages courants	0.15	2.55	0.383	0.207

Tableau VI.26 : Caractéristiques des murs voiles

VI.4.3 Vérification des contraintes tangentielles:

Le calcul se fait en flexion composée, (0.25x1 ml) et (2.55x1 ml).

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{v} = 1.4 v$$

voile	Combinaisons	V(KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
deux sous-sols et RDC	ELU (1.35G+1.5Q)	1.476	0.0036	5	CV
	ELA (G+Q± EX)	269.482	0.658	5	CV
	ELA (G+Q± EY)	47.55	0.116	5	CV
	ELA (0.8G ± EX)	269.756	0.658	5	CV
	ELA (0.8G± EY)	47.825	0.117	5	CV
Etages courants	ELU (1.35G+1.5Q)	4.642	0.019	5	CV
	ELA (G+Q± EX)	283.936	1.155	5	CV
	ELA (G+Q± EY)	79.441	0.323	5	CV
	ELA (0.8G ± EX)	286.142	1.164	5	CV
	ELA (0.8G± EY)	81.648	0.332	5	CV

Tableau VI.27 : Vérification des contraintes tangentielles

VI.4.4 Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I} \quad \text{RPA99 V 2003}$$

Avec :

$$v = \frac{h}{2} = \frac{2.55}{2} = 1.275 \text{ m}$$

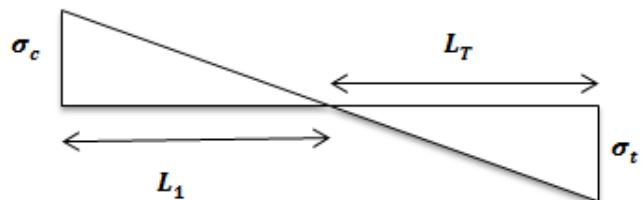
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.25 \times 2.55^3}{12} = 0.345 \text{ m}^4$$

$$\sigma_t = \frac{-248.6581}{0.6375} + \frac{138.026 \times 1.275}{0.345} = 119.388 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{-248.6581}{0.6375} - \frac{138.026 \times 1.275}{0.345} = -899.492 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$: Donc la section du voile est partiellement comprimée.

$$\frac{\sigma_c}{L_T} = \frac{\sigma_t}{L_T} \Rightarrow L_T = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{119.388 \times 2.55}{899.492 + 119.388} = 0.3 \text{ m}$$



$$\sigma_t = \frac{F_T}{A} \Rightarrow F_T = \sigma_t \times A$$

$$A = \frac{1}{2} \times b \times L_T = 0.0375 \text{ m}^2$$

$$F_T = 119.388 \times 0.0375 = 4.477 \text{ t}$$

$$A = \frac{F_T}{f_e} = \frac{4.477}{400 \times 10^3} = 1.11 \text{ cm}^2$$

VI.4.5 Sollicitations des murs voiles :

Les résultats suivants sont obtenues par le logiciel « **SAP 2000** » :

voile	Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	σ_t (t/m)	σ_c (t/m)	L_t (m)	S	A (cm ²)
2sous – sols et RDC Voile1	ELU (1.35G+1.5Q)	2486.581	1380.2644	119.388	899.492	0.3	PC	1.11
	ELA (G+Q± EX)	2641.434	21.6445	378.119	394.096	0.0	EC	0.00
	ELA (G+Q± EY)	3984.545	447.79643	459.688	790.365	0.0	EC	0.00
	ELA (0.8G ± EX)	1940.584	362.5167	170.604	438.206	0.0	EC	0.00
	ELA (0.8G± EY)	3283.695	822.1256	207.961	822.218	0.0	EC	0.00
Etages courants Voile2	ELU (1.35G+1.5Q)	2167.581	2396.655	905.156	2038.531	0.78	PC	13.31
	ELA (G+Q± EX)	1894.863	184.9896	381.593	609.185	0.0	EC	0.00
	ELA (G+Q± EY)	2868.615	249.2364	649.275	955.909	0.0	EC	0.00
	ELA (0.8G ± EX)	1330.876	439.6319	77.503	618.38	0.0	EC	0.00
	ELA (0.8G± EY)	2505.928	375.3851	424.227	886.062	0.0	EC	0.00

TableauVI.28 : Sollicitations des murs voiles

SEC : Section Entièrement Comprimée.

SPC : Section partiellement Comprimée.

VI.4.6 Ferrailage des murs voiles :

VI.4.6.1 Calcul des armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0.15\% b \cdot h = 0.15\% \times 0.25 \times 2.55$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 9.56 \text{ cm}^2$$

VI.4.6.2 Calcul des armatures transversales:D'après **RPA99 V 2003** :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% b \cdot h$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b \cdot h$$

- **Voile 1:** $\tau_b = 0.658 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$
 $\Rightarrow A_t \geq 0.25\% b \cdot h = 0.0025 \times 0.25 \times 2.55 = 15.93 \text{ cm}^2$

On adopte **11T14** de section 16.94 cm^2

- **Voile 2:** $\tau_b = 0.332 \text{ MPa} < 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$
 $\Rightarrow A_t \geq 0.15\% b \cdot h = 0.0015 \times 0.15 \times 2.55 = 5.74 \text{ cm}^2$

On adopte **11T12** de section 12.43 cm^2 **VI.4.6.3 Diamètre :**

$$\text{Voile 1 : } \phi \leq \frac{b}{10} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \phi = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

$$\text{Voile 2 : } \phi \leq \frac{b}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \phi = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

VI.4.6.4 Espacement :

$$\text{RPA : } S_t \leq \min(1.5b ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{BAEL : } S_t \leq \min(2b ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(s_{t \text{ RPA}} ; s_{t \text{ BAEL}}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

VI.4.6.5 Récapitulation du ferrailage des murs voiles :

voiles	Ferraillages	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (choisi)	S _t (cm)	Ø (mm)
2ssl+RDC	longitudinal	1.11	9.56	10T12 (10.18 cm ²)	20	10
	transversal	15.93		11T14 (16.94 cm ²)		
Etages courants	longitudinal	13.31	9.56	10T14 (15.39 cm ²)	20	8
	transversal	5.74		11T12 (12.43 cm ²)		

Tableau VI.29 : Récapitulation du ferrailage des murs voiles

VI.4.7 Vérification de l'effort normal réduit :

D'après RPA99 V 2003 ; il faut vérifier la condition :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

voile	N_{\max} (KN.m)	B (m ²)	$v \leq 0.3$	Observation
SSL+RDC	3984.545	0.25×2.55	0.25	CV
Étage courant	2868.615	0.15×2.55	0.29	CV

Tableau VI.30 : Vérification de l'effort normal réduit

VI.4.8 Recouvrement des murs voiles:

\varnothing (mm)	$L_r = 40\varnothing$ (cm)	L_r choisi (cm)
14	56	60
12	48	50

Tableau VI.31 : Recouvrement des murs voiles

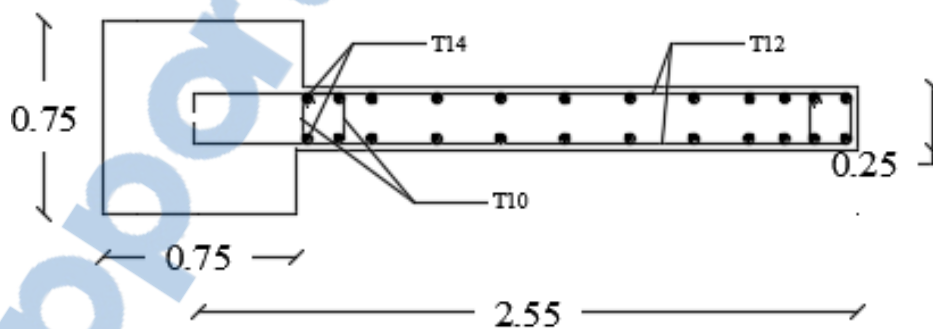


Figure VI.8: Ferrailage des murs voiles

CHAPITRE VII
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles), soit directement (le cas des semelles reposant sur le sol ou le cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (le cas des semelles sur pieux ou puits). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2 Types de fondation :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier).
- Les fondations profondes (des pieux).

VII.3 Choix du type de fondation:

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage construire.
- Caractéristique du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- Solution économique et facilité de réalisation.
- Stabilité total des bâtiments.

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface de l'emprise du bâtiment.

Avec un taux de travail admissible du sol qui est égal à **1,80 bar**, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées pour les blocs E1 et E2.
- Radier général pour les blocs A1 et A2.

VII.4 Calcul de l'infrastructure :**VII.4.1 Bloc A1 & A2 :**

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général.

VII.4.1.1 Dimension du radier :**a. La dalle :**

Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{5.5}{20} \Rightarrow h_d \geq 0.275 \text{ m}$$

Avec l_{\max} : la distance maximale entre deux files successives.

b. La nervure :

Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{5.5}{10} \Rightarrow h_N \geq 0.55 \text{ m}$$

1^{er} proposition : $\begin{cases} h_d = 30 \text{ cm} \\ h_N = 60 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$ Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

2^{ème} proposition : $\begin{cases} h_d = 80 \text{ cm} \\ h_N = 80 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$ Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

3^{ème} proposition : $\begin{cases} h_d = 1.00 \text{ m} \\ h_N = 1.50 \text{ m} \end{cases} \rightarrow$ Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

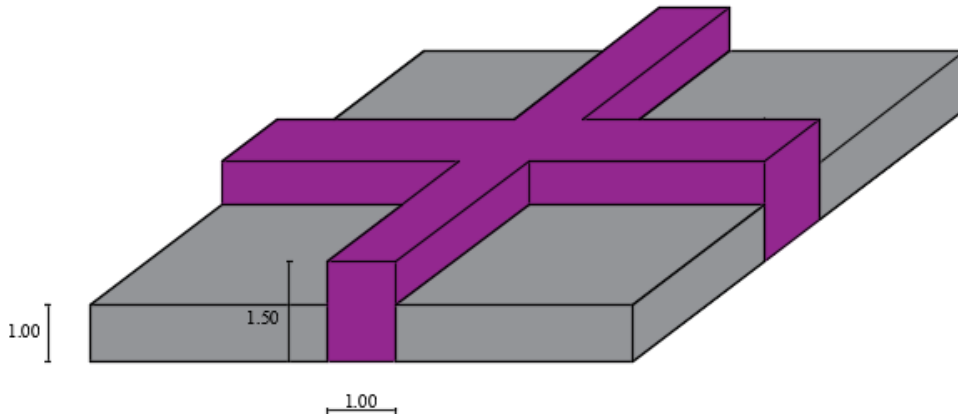


Figure VII.1: Dimension du radier

VII.4.1.2 Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $Q_u = 3838.663 \text{ KN}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.15$

$$P_c = [(u_0 + v_0) \times 2] = (u + h + v + h) \times 2 = 4 \times (0.75 + 1.50) = 9 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 9 \times 1.50 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$\Rightarrow Q_u = 3838.663 \text{ KN} < 10125 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

VII.4.1.3 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « **1.8 bar** ». La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = Z_{min} \times K$$

Avec : Z_{max} et Z_{min} : Déplacement maximal U_z .

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol).

$\rightarrow K=2.4 \text{ kg/cm}$ (Tableau du module de réaction du sol).

$$\begin{cases} Z_{max} = 0.635 \text{ cm} \\ Z_{min} = 0.094 \text{ cm} \end{cases} \quad [\text{ELS, SAP2000}].$$

Donc on aura :

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = 1.79 \text{ bars} < 1.8 \text{ bars} \quad \text{CV}$$

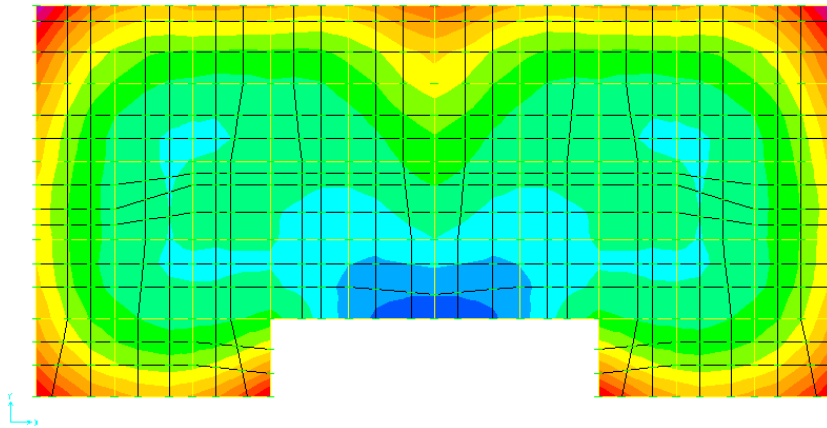


Figure VII.2: Déplacement U_z

VII.4.1.4 Les sollicitations du radier:

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000** on a obtenu les résultats suivants :

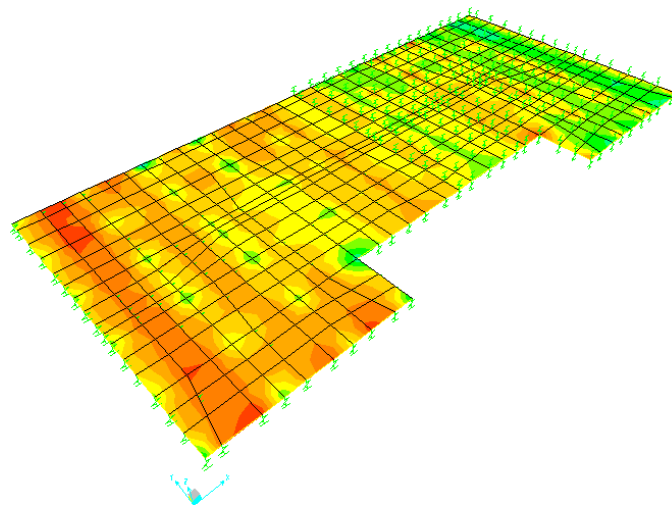


Figure VII.3 : Moment M_{11} à l'ELU

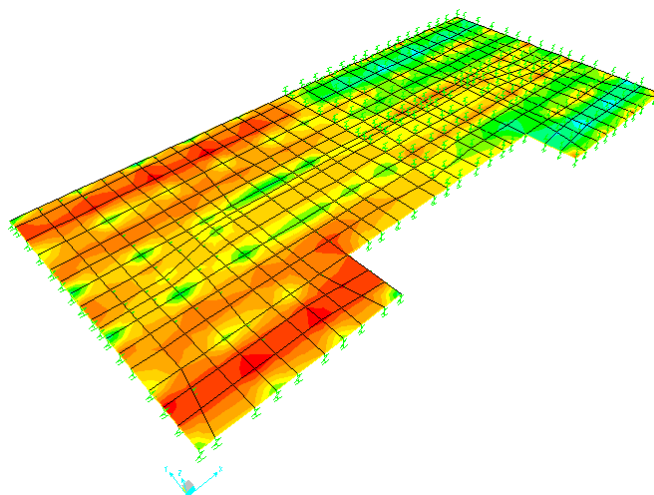


Figure VII.4: Moment M_{22} à l'ELU

		ELU		ELS	
		M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)	M ₁₁ (KN.m)	M ₂₂ (KN.m)
Dalle	Appui	885.168	643.148	646.502	465.743
	Travée	879.076	642.977	642.141	465.621
Nervure	Appui	1639.210	1529.789	1198.433	1113.244
	Travée	1207.479	701.627	875.246	510.239

Tableau VII.1 : Les sollicitations du radier

VII.4.1.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1.00 \times 1.00) \text{ m}^2$ en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

a. En travée :

ELU :

Ferrailage suivant L_x :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{879.076 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.077 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.100$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.864 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{879.076 \times 10^{-3}}{0.864 \times 347.826} = 29.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{100 \times 100}{1000}; \frac{0.23 \times 100 \times 0.9 \times 100 \times 2.1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \max(10; 10.87) \text{ CV}$$

Donc on adopte **10T20** de section **31.42 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{31.42}{4} = 7.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **7T12=7.92 cm²**

Ferrailage suivant L_y :

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{642.977 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.056 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.874 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{22}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{642.977 \times 10^{-3}}{0.874 \times 347.826} = 21.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **7T20** de section **21.99 cm²/ml**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{21.99}{4} = 5.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En prend **5T12** de section **5.65 cm²/ml**

✚ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

▪ **Suivant L_x :**

$$\gamma = \frac{879.076}{642.141} = 1.369$$

$$\alpha \leq \frac{1.369 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.100 \leq 0.435 \quad \text{CV}$$

▪ **Suivant L_y :**

$$\gamma = \frac{642.977}{465.621} = 1.381$$

$$\alpha \leq \frac{1.381 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.072 \leq 0.441 \quad \text{CV}$$

b. En appui :

✚ **ELU :**

▪ **Ferraillage suivant L_x :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{885.168 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.077 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0.100$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.864 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{885.168 \times 10^{-3}}{0.864 \times 347.826} = 29.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **10T20** de section **31.42 cm²/ml**

▪ **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{643.148 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.056 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.874 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{22}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{643.148 \times 10^{-3}}{0.874 \times 347.826} = 21.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **7T20** de section **21.99 cm²/ml**

✚ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

▪ **Suivant L_x :**

$$\gamma = \frac{885.168}{646.502} = 1.369$$

$$\alpha \leq \frac{1.369 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.100 \leq 0.435 \quad \text{CV}$$

▪ **Suivant L_y :**

$$\gamma = \frac{643.168}{465.743} = 1.381$$

$$\alpha \leq \frac{1.381 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.072 \leq 0.441 \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{1005.131 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 1} = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{100}{35}, 2, \frac{100}{10}\right)$$

Donc : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement:

D'après le **B.A.E.L 91**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(81, 40)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 40 \text{ cm}$$

VII.4.1.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle :

		A_{cal} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	A_r choisi (cm ² /ml)	S_t (cm)	Φ_t (mm)
L_x	Travée	29.25	10T20 (31.42)	7.86	7T12 (7.92)	12	10
	Appui	29.45					
L_y	Travée	21.16	7T20 (21.99)	5.50	5T12 (5.65)	16	10
	Appui	21.15					

Tableau VII.2: Récapitulation du ferrailage de la dalle

VII.4.1.7 Calcul du ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1.00 × 1.50)m²

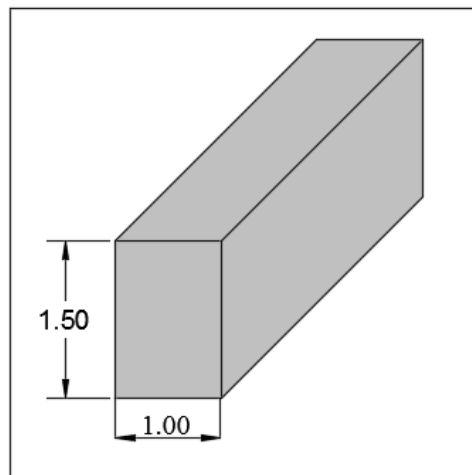


Figure VII.5 : Dimension de la nervure

a. En travée :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1207.479 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1.50)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.047 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}) = 0.060$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 1.318 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{1207.479 \times 10^{-3}}{1.318 \times 347.826} = 26.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{100 \times 150}{1000}; \frac{0.23 \times 100 \times 0.9 \times 150 \times 2.1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq \max(15; 16.30) \quad \text{CV}$$

Donc on adopte **6T16+6T20** de section **30.91 cm²/ml**

✚ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1207.479}{875.246} = 1.380$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{1.380 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.060 \leq 0.440 \quad \text{CV}$$

b. En appui :

✚ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1639.210 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 1.50)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.063 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.081$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.306 \text{ m}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{11}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{1639.21 \times 10^{-3}}{1.306 \times 347.826} = 36.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte **12T20** de section **37.68 cm²/ml**

✚ **Vérification à ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1639.21}{1198.433} = 1.368$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{1.368 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.081 \leq 0.434 \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{703.805 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 1.50} = 0.52 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{150}{35}, 2, \frac{100}{10}\right)$$

Donc : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement: d'après RPA99 V 2003 :

▪ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{150}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm}\right)$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ Dans la zone courant :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ cm}$$

Donc : $S_t' = 20 \text{ cm}$

VII.4.1.8 Récapitulation du ferrailage de la nervure :

	A_{cal} (cm ² /ml)	choix	A_{choisi} (cm ² /ml)	S_t (cm)	S_t' (cm)	Φ_t (mm)
Travée	36.09	12T20	37.68	15	20	10
Appui	26.34	6T16+6T20	30.91			

Tableau VII.3 : Récapitulation du ferrailage de la nervure

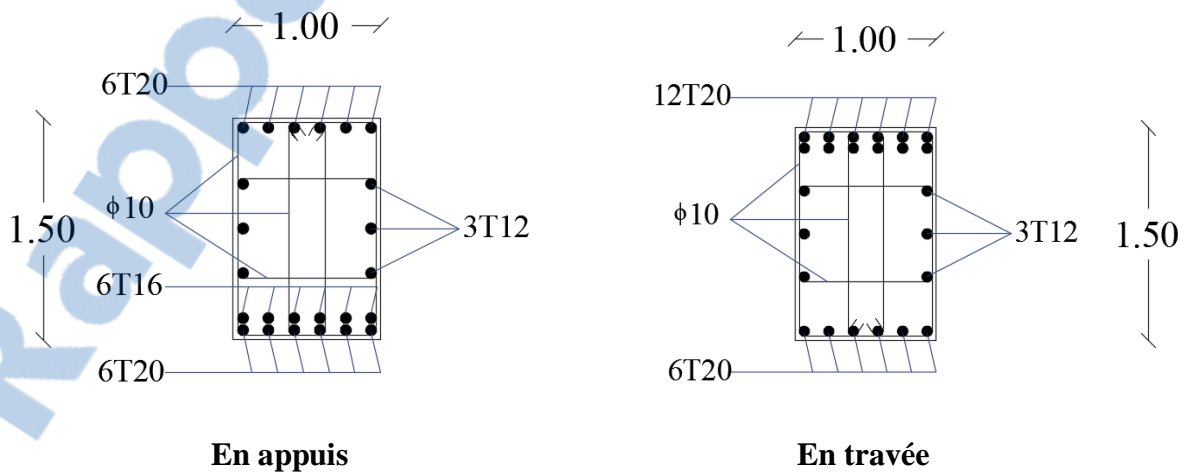


Figure VII.6 : Ferrailage de la nervure

VII.4.2 Bloc E1 & E2 :

Vu que l'ouvrage et les charges transmises ne sont pas très importants, on choisit comme fondation superficielle isolée pour les blocs E.

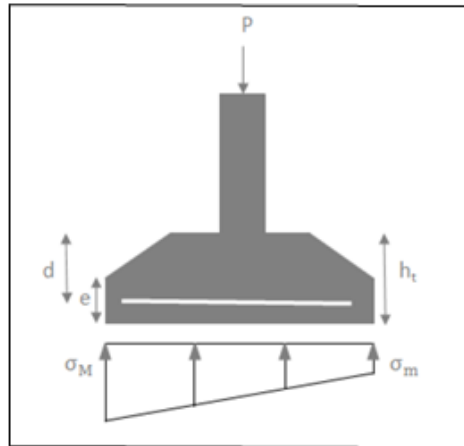


Figure VII.7 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

VII.4.2.1 Les sollicitations des semelles isolées:

L'analyse des portiques par le **SAP2000** a donné les résultats suivants :

	Efforts	ELU	G+Q+E	0.8G+E	ELS
Semelles d'angle (S1)	M (KN.m)	48.858	86.594	75.913	35.132
	N (KN)	363.186	301.663	210.259	263.656
Semelle intermédiaire (S2)	M (KN.m)	60.356	93.276	75.918	43.389
	N (KN)	564.029	446.446	301.686	409.057

Tableau VII.4: Récapitulation des efforts internes M et N

VII.4.2.2 Dimension des semelles isolées:

$$\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A = B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar}$$

$$d > \frac{B - b}{4} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

✚ S1:

$$A = B = \sqrt{\frac{263.656}{180}} = 1.21 \text{ m} \quad \Rightarrow A = B = 1.25 \text{ m}$$

$$d > \frac{1.25 - 0.3}{4} = 0.24 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 25 \text{ cm}$$

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

✚ S2:

$$A = B = \sqrt{\frac{409.057}{180}} = 1.51 \text{ m} \quad \Rightarrow A = B = 1.55 \text{ m}$$

$$d > \frac{1.55 - 0.3}{4} = 0.31 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Vérification :

$$\sigma = \frac{Ns}{A.B} + \frac{M.V}{I} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec: $S = B^2$; $I = \frac{B^4}{12}$; $V = \frac{B}{2}$

✚ S1:

$$\sigma = \frac{263.656}{1.25^2} + \frac{35.123 \times 0.625}{0.204} = 2.76 \text{ bar} > \overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \quad \text{CNV}$$

On augment : **A=B=1.50 m**

$$\sigma = \frac{263.656}{1.50^2} + \frac{35.123 \times 0.75}{0.422} = 1.79 \text{ bar} < \overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

$$d > \frac{1.50 - 0.3}{4} = 0.30 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

✚ S2 :

$$\sigma = \frac{409.057}{1.55^2} + \frac{43.389 \times 0.775}{0.481} = 2.40 \text{ bar} > \overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \quad \text{CNV}$$

On augment : **A=B=1.80 m**

$$\sigma = \frac{409.057}{1.80^2} + \frac{35.123 \times 0.90}{0.875} = 1.71 \text{ bar} < \overline{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \quad \text{CV}$$

$$d > \frac{1.80 - 0.3}{4} = 0.38 \text{ m} \quad \Rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

VII.4.2.3 Détermination du ferrailage des semelles:

▪ Méthode des Bielles :

✚ S1 :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{35.132}{263.656} = 0.133 \text{ m}$$

$$P_s' = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 263.656 \left(1 + \frac{0.133}{1.50} \right) = 333.79 \text{ KN}$$

$$P_u' = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 363.186 \left(1 + \frac{0.133}{1.50} \right) = 459.79 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } A_a = 8.28 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_a = 5.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on adopte **8T12** de section **9.03 cm²**

✚ S2 :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{43.389}{409.057} = 0.106 \text{ m}$$

$$P_s' = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 409.057 \left(1 + \frac{0.106}{1.80} \right) = 481.32 \text{ KN}$$

$$P_u' = P \left(1 + 3 \frac{e}{B} \right) = 564.029 \left(1 + \frac{0.106}{1.80} \right) = 663.67 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P'(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } A_a = 10.37 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_a = 14.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc on adopte **10T14** de section **15.39 cm²**

VII.4.2.4 Détermination de la hauteur de la patin (e):

$$e \geq \max (15 \text{ cm} ; 6\emptyset + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq 15 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

VII.4.2.5 Espacement :

$$S_t = \frac{B - 10}{n - 1} \rightarrow \begin{cases} \text{S1: } S_t = \frac{150 - 10}{6 - 1} = 28 & \rightarrow S_t = 30 \text{ cm} \\ \text{S2: } S_t = \frac{180 - 10}{8 - 1} = 24.28 & \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.4.2.6 Longueur de scellement :

$$l_{sa} = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_u}$$

$$\tau_u = 0.6 \varphi f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow l_{sa} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{S1: } l_{sa} = 49.38 \text{ cm} > \frac{A}{4} = 37.5 \text{ cm} \\ \text{S2: } l_{sa} = 49.38 \text{ cm} > \frac{A}{4} = 37.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VII.4.2.7 Récapitulation du calcul des semelles isolées :

Bloc E1&E2	A×B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelles d'angle (S1)	1.50×1.50	30	35	15	8T12 (9.03)	30
Semelle intermédiaire (S2)	1.80×1.80	40	45	15	10T14 (15.39)	25

Tableau VII.5: Récapitulation du calcul des semelles isolées

VII.4.3 Etude de la longrine :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **RPA 99 V 2003**, le minimum pour les longrines est :

(25x30) cm² ⇒ site catégories S2, S3

(30x30) cm² ⇒ site catégories S4

Comme notre site se situe dans la catégorie S3 on adopte des longrines de **(30 x 30) cm²**

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égal à :

$$F = \max\left(\frac{\max(N_1, N_2)}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right)$$

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site

Zone 1, site 3 ⇒ α = 15

$$F = \max\left(\frac{\max(N_1, N_2)}{\alpha}; 20 \text{ KN}\right)$$

$$\Rightarrow F_s = \max\left(\frac{\max(263.656; 409.057)}{15}; 20 \text{ KN}\right) = \max(27.27; 20) = 27.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_u = \max\left(\frac{\max(363.186; 564.029)}{15}; 20 \text{ KN}\right) = \max(37.6; 20) = 37.6 \text{ KN}$$

VII.4.3.1 Calcul du ferrailage de la longrine:

- **ELU:**

$$A_{su} \geq \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{37.6 \times 10^{-3}}{400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$A_{ss} \geq \frac{F_s}{\sigma_{st}} = \frac{27.27 \times 10^{-3}}{201.633} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **CNF :**

$$A_s \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.3 \times 0.3 \times 2.1}{400} = 4.73 \text{ cm}^2$$

- **A_{min} :**

$$A_{\min} = 0.6\%B = 0.6\%(30 \times 30) = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{su} ; A_{ss} ; A_s ; A_{\min}) = 5.4 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisi **6T12** de section **6.79 cm²**.

VII.4.3.2 Calcul du ferrailage transversal :

En traction les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce, donc le choix de la section sera : **A_t = 4Ø6 = 1,13 cm²**

VII.4.3.3 Espacement des cadres :

D'après le **RPA 99 V 2003** on a :

$$S_t \leq \min (15 \varnothing_1 ; 20 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm})$$

On prend : **S_t = 15 cm**

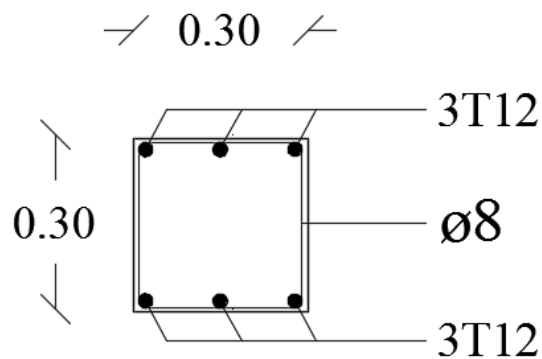


Figure VII.8 : Ferrailage de la longrine

CHAPITRE VIII
ETUDE MANAGÉRIALE

VIII.1 Introduction :

La construction des bâtiments dans le monde, a connu un développement rapide et reste l'une de grandes préoccupations de l'homme surtout après la seconde guerre mondiale.

La véritable explosion démographique et la concentration des populations dans les villes, ainsi le manque du foncier sont des facteurs majeurs, ce qui a obligé les décideurs à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains pour fournir des logements et des espaces de travail.

En Algérie, on distingue plusieurs organismes et des entreprises spécialisées dans la construction des bâtiments :

+ Publiques :

- ENPI (Entreprise Nationale de la Promotion Immobilière).
- OPGI (Offices de Promotion et de Gestion Immobilières).
- GCB (la société Nationale de Génie Civil et Bâtiment).
- HR (Habitat Rural).

+ Privées :

- SARI AZIZ
- GAMA PRO
- BEN MOUSET
- HAMDOUN

+ Etrangères :

- ISKEN TURKI (Turquie)
- DEKINSON (Turquie)
- EMAAR (Emarats arabes unis)
- CSEC (Chine)

Face à un environnement de plus en plus instable, les projets de construction subissent souvent des retards ou des dépassements de budget et ceci à cause d'une mauvaise planification et l'absence de gestion de projet.

En effet dans ce secteur, les activités de construction caractérisés par la complexité et l'incertitude posent des problèmes qui influe sur le bon déroulement de projet, alors l'atteinte des objectifs techniques et le succès de projet dépend du management de projet.

« Le management de projet est une application de connaissances, compétences, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre ou de dépasser les attentes des parties impliquées dans le projet. » [1]

Notre objectif n'est pas seulement de faire une étude technique du bâtiment, mais aussi de faire appel aux notions de management pour définir le délai, le coût global et le management des risques du projet.

Ce chapitre a été mené en effectuant une planification du projet pour le Bloc A1, on a fait appel aux notions de management de projet et des risques qui sont un ensemble des techniques pour piloter un projet.

VIII.2 Cycle de vie d'un projet de construction :

Le cycle de vie d'un projet est l'intervalle de temps entre la naissance d'une idée ou l'expression d'un besoin, ensuite la conception et le planning suivent par la phase de l'exécution de l'ouvrage, la clôture et l'occupation du projet. [1]

L'ensemble de ces phases est regroupé dans la figure suivante :

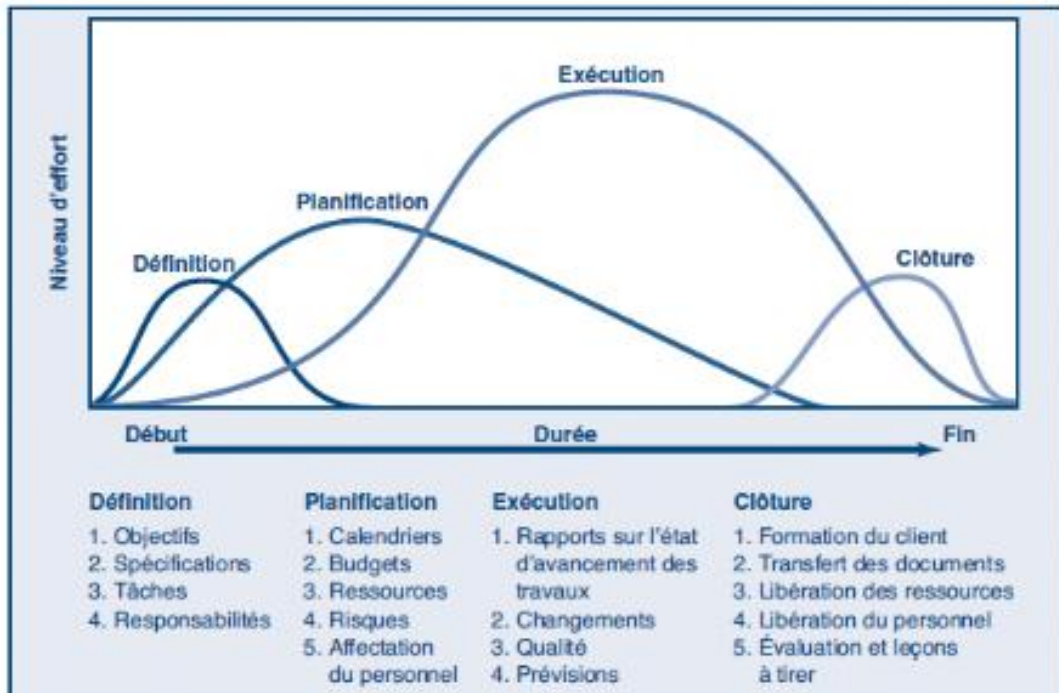


Figure VIII.1 : Cycle de vie d'un projet. [1]

Dans notre présente étude managériale, nous nous sommes positionnés dans les deux phases de définition et planification, c'est-à-dire que les plans d'exécution du projet sont déjà finalisés, ensuite nous avons entamé une étude de management de notre projet.

VIII.3 Les acteurs de notre projet :

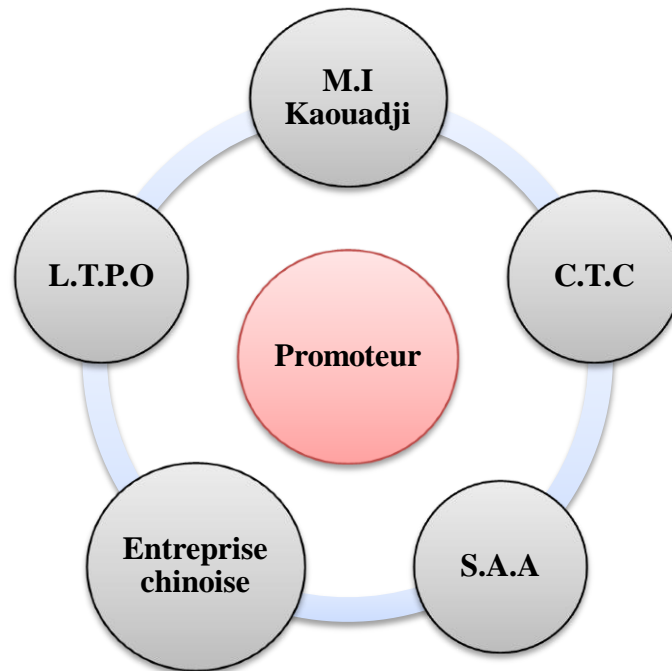


Figure VIII.2 : Les acteurs de notre projet

- **Maître d'ouvrage :**

La maîtrise d'ouvrage **Promoteur EURL GAMA** est l'entité porteuse du besoin, définissant l'objectif du projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet.

- **Maître d'œuvre :**

La maîtrise d'œuvre **M.I.Kaouadji** est l'entité retenue par le **Promoteur** pour réaliser l'ouvrage, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées par ce dernier conformément à un contrat. Elle est donc responsable des choix techniques inhérents à la réalisation de l'ouvrage conformément aux exigences de la maîtrise d'ouvrage.

- **Organisme de contrôle : (C.T.C)**

Le contrôle technique de la construction vise à prévenir les aléas techniques susceptibles de se produire dans les projets de construction notamment et pouvant entraîner des sinistres. Particulièrement par la vérification du respect des règles de l'art.

Le contrôle technique de ce projet se fait principalement par l'organisme national de contrôle de la construction de l'Ouest (C.T.C)

- **Laboratoire des travaux public de l'Ouest (L.T.P.O) :**

Le Laboratoire doit offrir un service public aux particuliers consistant en des essais de sols et des matériaux et en des conseils techniques. Ce service doit s'étendre à tous les acteurs, de la société civile et de l'Etat exprimant des demandes d'informations

techniques et scientifiques pour les besoins de leur propre programme dans le domaine de la géotechnique ou des matériaux de construction.

- **Société Nationale d'Assurance : (S.A.A)**

Une assurance est un service qui fournit une prestation lors de la survenance d'un événement incertain et aléatoire souvent appelé « risque ». La prestation, généralement financière, peut être destinée à un individu, une association ou une entreprise, en échange de la perception d'une cotisation ou prime. Par extension, l'assurance est le secteur économique qui regroupe les activités de conception, de production et de commercialisation de ce type de service.

- **Entreprise :**

L'entreprise chinoise est une unité économique, professionnelle et qualifiée par 30 ans d'expérience, organisée pour produire des biens ou des services pour le marché. Elle travaille dans le domaine de la construction, spécialisée dans les gros œuvres.

VIII.4 Planification de notre projet :

Pour les besoins inhérents au présent notre PFE (Projet de Fin d'Etude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le coût. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils à utiliser :

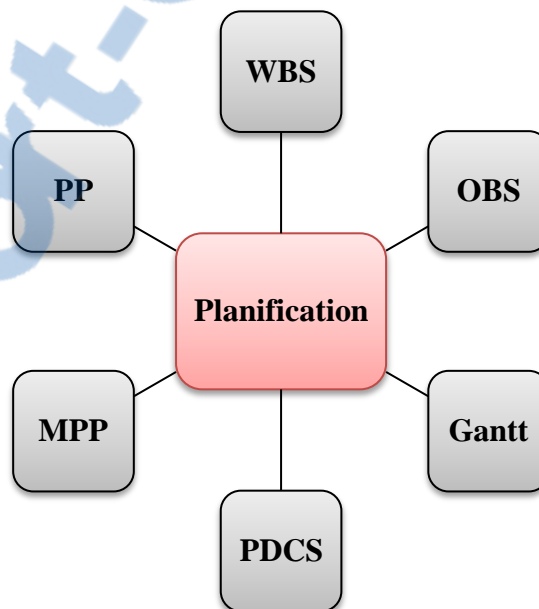


Figure VIII.3: Planification de notre projet

VIII.4.1 Etablir les priorités du projet (PP):

Pour assurer une bonne qualité du produit réalisé il faut respecter les facteurs principaux qui sont la performance, le coût et le délai.

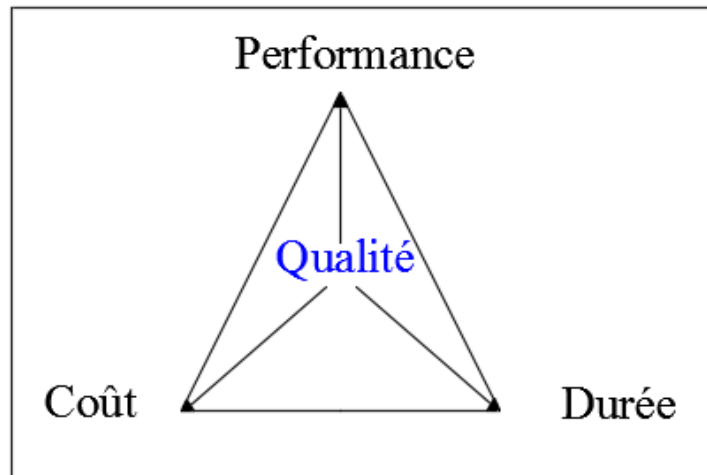


Figure VIII.4: Les priorités du projet (PP)

Pour les besoins inhérents au présent de notre projet, nous nous sommes fixés la performance comme contrainte et on a optimisé le coût et le délai.

	Délai	Performance	Coût
Contrainte		☀	
Optimise	☀		☀
Accepte			

Figure VIII.5: Matrice des priorités (MPP)

VIII.4.2 Système d’élaboration de projet et stratégie du contrat :

PDCS outil informatique (Excel) développé par l’organisation des propriétaires «Construction Industry Institute», contient 12 types d’élaboration de projet et de stratégie de contrat.

Le but de cet outil est de satisfaire au maximum les objectifs des propriétaires: (Généralement d’importance différente, coût, durée, confidentialité).

La procédure de ce système regroupe dans trois(03) grandes parties:

- Choix des 03 alternatives avec le total de points les plus élevés (points définis suivant les objectifs et les conditions du projet 20)
- Utilisation de l’approche de compensation par défaut associé à chacune des 03 alternatives.
- Utilisation du système de compensation plus efficace pour la décision finale.

Les critères de sélection sont basés sur les objectifs du propriétaire. (Facteurs tirés de l'industrie). [2]

1. Achèvement avec budget initial est critique pour le succès du projet.
13. Le propriétaire assume un risque financier minimal dans le projet.
17. Aspects du projet bien définis à l'attribution des contrats (BET et/ou entrepreneur).
19. Le propriétaire préfère minimiser le nombre d'intervenants dans le projet.

Table A-1: Compute Preference Weights				Table A-2: Compute Aggregate Scores									
Factor Action Statement	Preference Rank	Preference Scores	Normalized Preference Weight	PDCS Relative Rank	PDCS Alternatives	Factor	1	5	6	13	17	19	Aggregate Score
1. Control cost growth	3	80	0,19			Preference Weight	0,19	0,17	0,07	0,22	0,23	0,12	
5. Reduce risks or transfer risks to contractor	4	70	0,17	5	PDCS 01	Predetermined Effectiveness Values (Table EV-1)	80	80	20	90	0	70	58,31
6. Control time growth	6	30	0,07	7	PDCS 02		50	50	50	100	20	60	55,18
13. Maximize Owner's controlling role	2	90	0,22	9	PDCS 03		80	60	20	70	0	50	48,19
17. Capitalize on well defined scope	1	95	0,23	8	PDCS 04		80	60	20	80	0	40	49,16
19. Minimize number of contracted parties	5	50	0,12	10	PDCS 05		50	20	50	80	30	40	45,66
				4	PDCS 06		60	70	70	60	40	70	59,04
				2	PDCS 07		90	90	90	10	100	90	74,94
				3	PDCS 08		70	80	80	20	90	80	67,35
				11	PDCS 09		0	10	0	90	80	0	39,52
				12	PDCS 10		0	0	0	50	60	80	34,22
				1	PDCS 11		100	100	100	0	100	100	78,31
				6	PDCS 12		40	0	80	100	60	70	57,35

Figure VIII.6 : Système d'élaboration de projet et stratégie du contrat (PDCS).

Le résultat de travail élaboré est représenté comme suit :

PDCS Relative	PDCS Alternatives	Types de contrat
1	PDCS 11	Clé en main
2	PDCS 07	Conception/construction (DB)
3	PDCS 08	Multiple Conception/construction

Figure VIII.7: Types de contrat de notre projet

Le système convenable à notre projet est **PDCS 11 (Clé en main)** :

- ✓ Chevauchement entre les phases de conception et de construction.
- ✓ Acquisition commerce pendant la conception.
- ✓ Le propriétaire signe un contrat avec l'entrepreneur pour la livraison clé en main.

VIII.4.3 Works breakdown structure (WBS):

La structure de découpage du projet (SDP) ou Works Breakdown Structure (WBS) est une décomposition hiérarchique (orientée vers les livrables) du travail à exécuter par l'équipe du projet. Elle apparaît sous forme de représentation graphique du projet le découpant par niveaux successifs jusqu'au degré de détail nécessaire à une planification et un contrôle adéquats. [2]

Le WBS de notre projet est représenté dans l'Annexe D.

VIII.4.4 Organisational breakdown structure (OBS):

Après la subdivision des tâches, on doit maintenant relier chaque tâche avec une ressource correspondante :

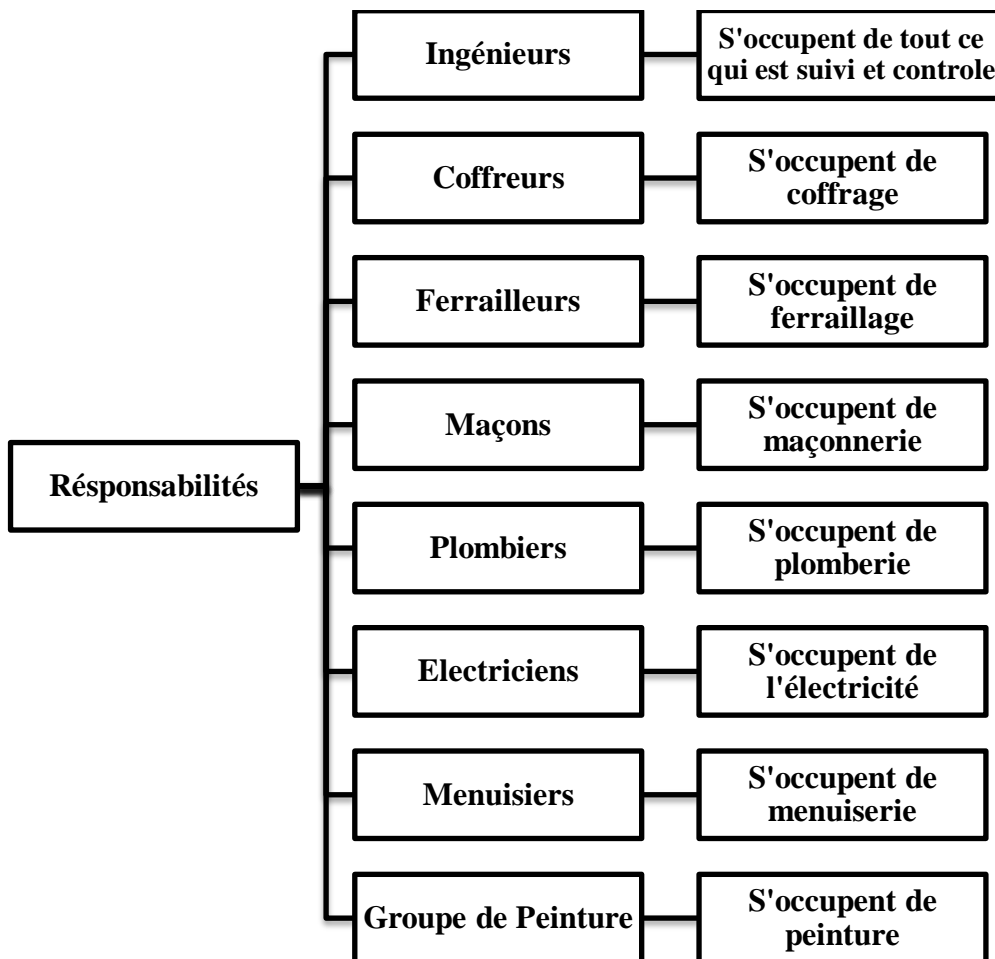


Figure VIII.7 : Exemple d'Organisational Breakdown Structure (OBS)


VIII.4.5 Diagramme de Gantt:

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. [1]

Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et leur durée.
- La date de début et de fin du projet dans son ensemble.

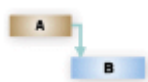
Diagramme de Gantt est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est **Microsoft Project**.

 **MS Project** est un logiciel de gestion de projets édité par **Microsoft**. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

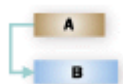
 **La notion de tâche:**

L'activité est le processus qui consiste à identifier les actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables du projet. [1]

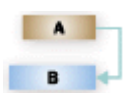
Les activités sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées, à savoir : [3]



Liaison Fin - Début : La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.



Liaison Début - Début: La tâche dépendante (B) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.



Liaison Fin - Fin: La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'est pas terminée.



Liaison Début - Fin : La tâche dépendante (B) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (A) n'a pas commencé.

 **Nombre des effectifs :**

Groupe coffreur : 4 personnes

Groupe ferrailleur : 4 personnes

Groupe maçon : 6 personnes

Manœuvre : 6 personnes

Groupe de peinture : 4 personnes

Groupes électriques : 4 personnes

Groupe menuisier : 4 personnes

Après plusieurs visites des différents promoteurs immobiliers (privés et publics) qui ayant des programmes de réalisation des projets des logements collectifs à travers la wilaya de Tlemcen telle que OPGI et HAMDOUN, et vu les moyens humaines affecté par rapport à chaque tâche.

Nous avons introduit toutes les informations des tâches avec leur durée sur logiciel **MS Project** (voir **Annexe E**), on obtient les résultats suivants :

- La durée du projet est de **667 jours** de travail.
- La durée du projet en mois est d'environ **22 mois**.
- Le début du projet est prévu le : 01/07/2017.
- La fin du projet est prévu le : 18/08/2019.

VIII.4.6 Coût estimatif des travaux de réalisation « 2 Sous-sols+RDC+15 étages » à TLEMCEM :

L'estimation a été prise à partir des informations donnée par des intervenants dans le secteur de bâtiment, qui ont des prix de marché actuel.

Nous avons constaté que le coût de réalisation par un mètre carré varie entre 30 000.00 DA et 50 000.00 DA, dépend de la qualité de logement (Promotionnel, LPP, LPA.....), étant donné que notre projet rentre dans le cadre des logements promotionnel le coût de réalisation sera représenté comme suit :

Etages	Prix de 1m ² (DA)	Surfaces (m ²)	Prix par étage (DA)
Habitation	40 000.00	536.50 (×13)	21 460 000.00 (278 980 000.00)
Bureau	35 000.00	589	20 615 000.00
Commerce	25 000.00	859	14 725 000.00
Parking	15 000.00	589 (×2)	8 835 000.00 (17 670 000.00)
Estimation globale des travaux	331 990 000.00 DA		

Tableau VIII.1 : Coût estimatif des travaux de réalisation

VIII.5 Le management des risques :

Au cours d'un projet de construction, de nombreux risques ou incertitudes susceptibles de perturber le planning établi ou le budget prévu peuvent faire leur apparition.

Les risques du projet se situent toujours dans le futur. Le risque est une évaluation d'un danger associant la probabilité d'occurrence redoutée et la gravité des conséquences. [2]

Les risques sont caractérisé par :

- ✓ La probabilité d'un accident est assimilée la fréquence à laquelle il peut se produire.
- ✓ La gravité d'impact : vise à mesurer l'effet des phénomènes dangereux.
- ✓ La criticité : est la combinaison de l'impact et la probabilité d'un risque.

Le management des risques est une démarche qui s'intègre totalement dans le processus global de management de projets et dans la réflexion stratégique des entreprises. Il associe différents processus d'analyse et de décision délicats. [2]

Les difficultés rencontrées dans le management du projet sont à l'origine de nouveaux défis et de problématiques croissantes et sans cesse changeantes. Celles-ci sont confrontées à de nouveaux enjeux de management avec :

- ✓ Un environnement économique et industriel de plus en plus complexe, incertain et fluctuant qui perturbe les stratégies.
- ✓ Une complexité accrue des projets (tant du point de vue technique, logistique qu'organisationnel) qui augmente les risques encourus.
- ✓ L'obligation de mieux maîtriser les coûts, les délais et les spécifications techniques des projets, vue la pression croissante des actionnaires,
- ✓ La nécessité de réaliser les projets de plus en plus en partenariat ou en coopération internationale.

Le développement d'un système de gestion des risques efficaces permettant aux entreprises de construction d'identifier, d'analyser et de quantifier les facteurs de risque cruciaux.

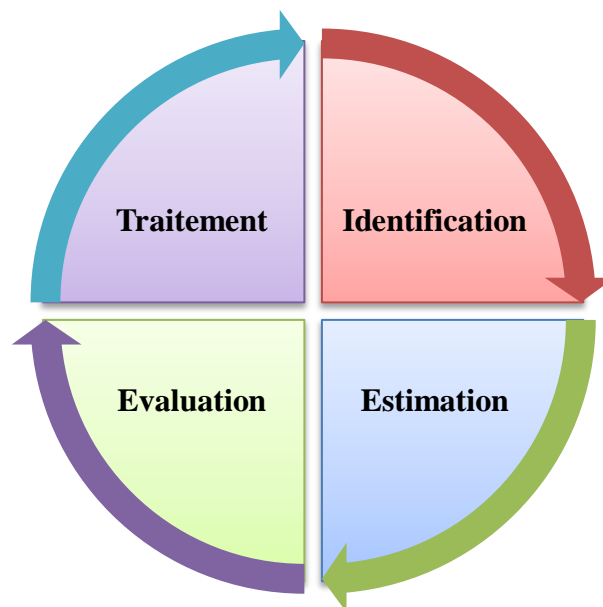


Figure VIII.8 : Le processus de gestion des risques [2]

Les quatre étapes principaux qui définissent la procédure de mise en place du management des risques de projet sont :

1. Identification du risque :

- Générer une liste de tous les risques possibles qui peuvent affecter le projet.
- Ne pas se concentrer uniquement sur les conséquences mais plutôt sur les causes.
- Un examen approfondi permet de prendre en compte tous les effets éventuels du risque pour l'organisation. [2]

2. Estimation du risque :

L'analyse du risque vise à comprendre tout ce qui est possible d'apprendre au sujet des risques, y compris les causes et sources, les conséquences et la probabilité de survenance.

Les mécanismes de contrôle existants et leur efficacité et efficience sont également pris en compte. [2]

3. Evaluation du risque :

L'évaluation du risque a pour objet d'examiner l'analyse, les critères et la tolérance des risques, afin de les classer par ordre de priorité et de choisir les méthodes de traitement qui conviennent. [2]

L'évaluation se fait en termes de :

- ✓ L'événement indésirable.
- ✓ Toutes les conséquences d'un événement.
- ✓ La sévérité de l'impact.
- ✓ Les probabilités de l'événement.

4. Traitement du risque :

Le traitement du risque consiste à choisir une ou plusieurs options pour modifier les risques et à la ou les mettre en œuvre. [2]

Le traitement se fait en termes de :

- ✓ Eviter.
- ✓ Conserver, accepter, garder (l'entreprise décide de financer elle-même le risque).
- ✓ Contrôler, traiter (réduire le niveau du risque).
- ✓ Transférer (via l'assurance).
- ✓ Partager (sous-traitant).

VIII.5.1 Classification des risques présentant dans notre projet :

Notre projet est soumis à de nombreux risques, on a identifié et estimé les principaux risques, ensuite on a évalué la criticité dans le but de les gérer, manager et les maîtriser.

Evénement à risque	Probabilité	Gravité	Criticité	Action à entreprendre
1. Géotechnique	4	4	16	-Etude du sol se fait en différents points de surface. -Respect des mesures et des méthodologies décrites dans le rapport géotechnique.
2. Risque contractuel.	3	4	12	-Définir clairement les articles de contrat. - Favoriser les interactions et la participation entre les partenaires.

3. Inflation sur les prix des matériaux	3	3	9	-Tenir en compte de l'inflation. -Demander une enveloppe supplémentaire.
4. Séisme	2	3	6	-Suivre la réglementation du RPA. - Préparation à la gestion de crise. -Assurance

Tableau VIII.2 : Classification des risques

VIII.5.2 Matrice de criticité :

La matrice de criticité est évaluée souvent sur une échelle de 1 à 4. Elle est liée à l'intensité de l'accident lorsqu'il se produit, et elle est conçue pour aider à déterminer le niveau de risque.[2]

En fin, pour estimer les risques acceptables et non acceptables pour notre projet on a élaboré une matrice de criticité représenté comme suit :

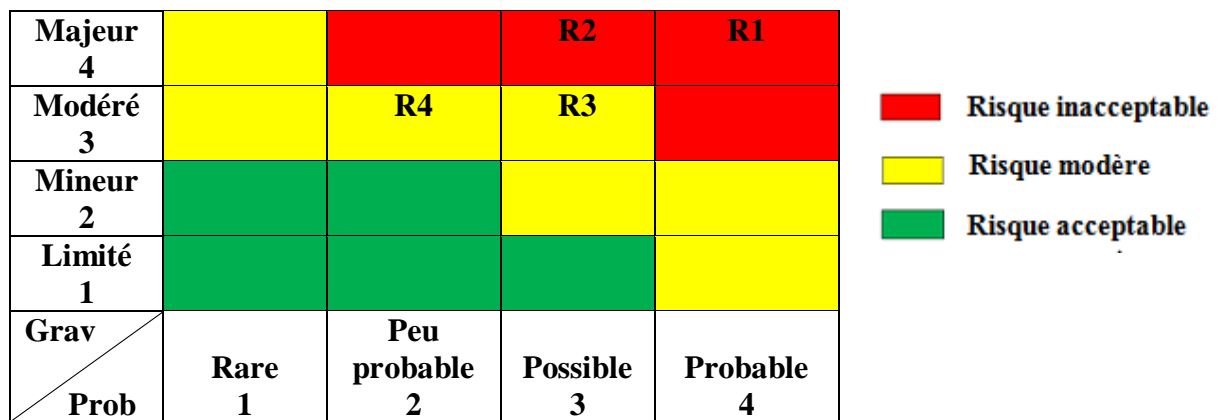


Figure VIII.9: La matrice de criticité

VIII.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayés de développer une démarche pour la planification du bloc étudié avec l'outil **MS Project**. On a estimé le coût global du bloc et le temps nécessaire pour gérer notre projet de façon proactive.

En effet, on a montré aussi dans ce chapitre le management des risques, cette gestion permet d'apporter à l'entreprise une vision plus réaliste de son environnement et d'identifier les risques majeurs qui pourraient toucher l'organisation afin de mettre en place des actions dans le but de réduire leur impact.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût.

Ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (SAP2000) pour l'analyse statique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorable et ensuite le ferrailage des éléments résistants, aussi logiciel de gestion des projets (MS Projet) pour planifier et gérer les coûts et délais.

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- ✓ Concernant le choix du plancher, nous avons opté des dalles pleines pour les sous-sols et RDC, et des planchers corps creux pour les autres étages.
- ✓ La nécessité des voiles dans notre bâtiment pour améliorer le comportement de la structure durant le séisme.
- ✓ L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation pour les blocs A, du fait l'importance de la structure, et des semelles isolées sous les poteaux pour les blocs E.
- ✓ L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts, ainsi nous avons pu élaborer un système et stratégie de contrat ou nous avons décidé le choix d'un contrat type PDSC 11 qui a beaucoup d'avantage, et on a identifié les risques majeurs de notre structure.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[BAEL, 91] Jean-pierre Mougine, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[RPA, 2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

[DTR2.2, 88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C 2.2, GCS1988.

ZEBIRI, K ., SALHI, I .Etude structurelle d'un bâtiment en béton arme « 2 Sous-sols R+15 étages » à usage multiple. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en Mai 2016, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 168 p.

KHERBOUCHE, N. Etude technico-économique d'un bâtiment à usage d'habitation R+8 en béton arme. Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en Juillet 2013, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 128 p.

BELHASSAINE, D., KASMI. A. Etude technico-économique d'un bâtiment (R+6) à usage multiple (commerce et habitation) à Oran. Mémoire d'obtention du diplôme du MASTER en génie civil, soutenue en 2012, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 105 p.

[1] PMBOK, Guide du corpus des connaissances en management de projet. Quatrième édition, ANSI/MPI 99-001-2008.

[2] DR. HAMZAOU, F. Élaboration de projets et stratégie de contrats .Cours Administration et contrôle de construction, 2015-2016.

[3] Pr. BEKKOUCHE, A. Développement d'un programme de projet .Cours Management de projet, 2016-2017.

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D