

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique
Université Mohamed Essedik Ben Yahia Jijel
Faculté des Sciences et de Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة محمد الصديق بن يحيى جيجل
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري

MASTER 2 GENIE CIVIL

Spécialité :
Structure



Thème :

***Etude d'un bâtiment à usage d'habitation
R+9 étages***

Date de la Soutenance : ... octobre 2020

Réalisé par :

- ***REKIMA Houssam***
- ***HAROUS Imane***

Encadré par :

Pr. BOUZRIRA Cherif

Membres de jury

Dr. CHAKER Idris

Dr. Mr NOISSERA Djamel

Année universitaire 2019/2020

REMERCIEMENT

Avant tout, louange à "Allah",

Notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donner tout de courage pour terminer ce travail et ces études.

Un très grand merci à :

- + Notre encadreur **Mr. BOUZRIRA** pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette études.*
- + Nos familles qui nous ont suivis, aidé et encouragé pendant nos études ; Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.*
- + Tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention de ce diplôme.*
- + Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,*

Nos plus sincères remerciement à :

- + Tous les travailleurs de l'Universitaire de Jijel et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.*

En fin et bien sûr, nos vifs remerciements :

- + Aux membres de jury et à son président, qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité pour leurs préférences d'assister malgré les circonstances actuelles.*



*Houssam
Houssam*

*Imane
Imane*

DEDICACE

Pour celle qui n'est pas assez les mots pour la remercier
Pour la rose de l'amour et l'âme du cœur
Pour la plus belle femme dans ma vie
Pour ma fiancée et ma miel-doux
Pour la chaleur de mon future
Pour toi ma chère Aicha
‏عاشتي‏
Pour les deux lampes qui illuminent ma vie
Pour l'esprit de mon cœur et mon foie
Pour mon espoir
Pour vous mes cher parents
‏Hayat‏ et ‏Smail‏
Que Allah prolonge tes vies et vous protégés
Merci à eux trois le nombre d'étoiles dans le ciel
Et les gouttelettes d'eau dans la terre
Et le nombre des papiers d'arbres
Pour celles qui ma élevées ma tante et ma grand-mère
‏Massouda‏ et ‏Nouara‏
Que Allah fait miséricorde vous ma mère
Pour celles qui j'ai partagé avec eux mon enfance
Mes souvenirs et ma vie
Pour mes sœurs ‏Smahane‏ et ‏Chaima‏
Pour tous ma famille
Pour mes oncles, ses femmes et mes cousines de petit à grand
Spécialement mes petites ‏Ayoub‏ et ‏Doaa‏
Pour tous mes proches, que ce soit de près ou de loin
Pour tous mes amies spécialement les personnes qui m'ont confié
Pour mes copains ‏Rocky‏ ‏Makhlouf‏ ‏Karim‏
‏Khaled‏ ‏Moussa‏ ‏Aissa‏ ‏Mohamed‏ ‏Bilal‏
‏Houssam‏ ‏Nouri‏ et ‏Walid‏
Pour mon ami et mon compagnon de logement ‏Saif‏
Et mon cher ami qui expatrié ‏Aissa‏
Pour ma belle copine ‏Roma‏
Pour tous personnes de mon village ‏Tanefdour‏
Et tous personnes qui je sais.
J'espère que Allah accepté ce petit projet dans la balance
des nous avantages
والصلاة والسلام على الحبيب المصطفى والحمد لله رب العالمين

Houssam REKIMA

DEDICACE

Pour celle qui n'est pas assez les mots pour la remercier
Pour la rose de l'amour et l'âme du cœur
Pour la plus belle femme dans ma vie
pour ma toi mère

✧ **Fatima** ✧

Pour la chaleur de ma vie
Pour l'esprit de mon cœur et mon foie
Pour mon espoir
Pour ma toi père

✧ **Said** ✧

Que Allah prolonge tes vies et vous protégés
Merci à veu deux le nombre d'étoiles dans le ciel
Et les gouttelettes d'eau dans la terre
Et le nombre des papiers d'arbres

Pour celles qui j'ai partagé avec eux mon enfance
Mes souvenirs et ma vie

Pour mes frères ✧ **Hanan** ✧ ✧ **Nabila** ✧ ✧ **Mouna** ✧ ✧ **Hayat** ✧
✧ **Sami** ✧ ✧ ✧ **Latifa** ✧ et ✧ **Rima** ✧

Pour tous ma famille

Pour mes oncles, ses femmes et mes cousines de petit à grand
Pour tous mes proches, que ce soit de près ou de loin
Pour tous mes amies spécialement les personnes qui m'ont confié

Pour mes copines ✧ **Lamia** ✧ ✧ **Yasmine** ✧ ✧ **Rania** ✧ ✧ **Rim** ✧
✧ **Mofida** ✧ ✧ **Anissa** ✧ ✧ **Fatima** ✧

Pour tous personnes de mon village ✧ **5 juillet** ✧

Et tous personnes qui je sais.

J'espère que Allah accepté ce petit projet dans la balance
des nous avantages

والصلاة والسلام على الحبيب محمد والحمد لله رب العالمين

Imane HAROUS

ملخص

يتمثل هذا المشروع في دراسة بناية عالية مقاومة للزلازل تتألف من طابق أرضي للاستغلال التجاري و تسع طوابق للاستغلال السكني.

علما أن البناية تقع في بلد الجزائر ضمن المنطقة الزلزالية رقم **II-** المتوسطة الحركة الزلزالية ونظرا لهذا سنتم هذه الدراسة حسب برنامج قواعد مقاومة الزلازل الجزائري (**99 المعدل في 2003**).

حيث يتشكل هيكل البناية من الأعمدة والروافد و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

Résumé

Ce projet consiste en l'étude d'un immeuble antisismique de grande hauteur composé d'un rez-de-chaussée à usage commercial et de 9 étages à usage résidentiel.

A noter que la structure est situé dans le pays de l'Algérie et dans la zone de moyenne sismicité **II-**, alors cette étude sera réalisée selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**).

Sachant que le système du contreventement de bâtiment est un système mixte (portiques + voiles).

Abstract

This project is a study of a high-rise earthquake-resistant building constituted of a ground floor for commercial use and 9 floors for residential use.

Note that the building is located in Algeria within the area of average seismicity zone **II-**, so this study will be carried out according to the Algerian earthquake building code (**RPA99/version 2003**).

Knowing that the anti-venting system of this building is a mixed bracing system (frames + shear walls).

Dédicace	i
Remerciement	ii
Liste des notations.....	iii

INTRODUCTION GENERAL

PREMIER CHAPITRE

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 1

1. Présentation du projet	1
1.1. Définition du projet	1
1.2. Présentation architecturale	1
1.3. Régularité en plan et en élévation	2
1.4. Présentations techniques.....	2
1.4.1. Plancher	2
1.4.2. Escalier	2
1.4.3. Ascenseur	2
1.4.4. Enduit et Revêtement	2
1.4.5. Maçonnerie	3
1.4.6. L'acrotère	3
1.4.7. Le garde-corps	3
1.4.8. Les Poutres	3
1.4.9. Les poteaux	3
1.4.10. Les voiles	3
1.4.11. Les fondations (l'infrastructure)	3
1.5. Données du site	3
1.6. Les règlements de calcul	4
2. Caractéristiques des matériaux	4
2.1 Introduction	4
2.2. Béton.....	4
2.2.1. Définition	4
2.2.2. Dosage du béton	4
2.2.3. Résistances mécaniques du béton	5
2.2.4. Résistance minimale du béton	5
2.2.5. Module d'élasticité (déformations longitudinales du béton)	5
2.2.6. Coefficient de poisson.....	5
2.3. Aciers.....	6
2.3.1. Définition	6
2.3.2. Module d'élasticité longitudinale.....	6
2.3.3. Contraintes limites de calcul.....	6
2.3.4. Protection des armatures	6
2.4. Actions et sollicitations	7
2.4.1. Les actions	7
2.4.2. Les sollicitations	7

DEUXIEME CHAPITRE :	
PRE DIMENSIONNEMENT, EVALUATION ET DESCENDE DES CHARGE	8
Introduction	8
1. Pré dimensionnement des éléments de la structure	8
1.1. Pré dimensionnement des poutres	8
1.2. Pré dimensionnement des planchers	9
1.2.1. Dalle en corps creux	9
1.2.2. Dalle pleine (Les Balcons)	10
1.3. Pré dimensionnement des escaliers	12
1.3.1. Type 01 : Escalier à 02 volées et un palier de repos	13
1.3.2. Type 02 : Escalier d'Accès	13
1.4. Pré dimensionnement des voiles	14
1.5. Pré dimensionnement des poteaux	14
2. Evaluation des charges et des surcharges	17
2.1. Plancher terrasse inaccessible en corps creux	18
2.2. Plancher étage courant en corps creux	18
2.3. Balcon a dalle pleine	19
2.4. Murs extérieur (double cloisons)	19
2.5. Murs intérieur (séparation)	19
2.6. Acrotère	20
2.7. Palier d'escalier	20
2.8. Paillasse d'escalier	20
3. Descente des charges	21
3.1. Poteau centrale {D-3}	22
3.1.1. Les surfaces	22
3.1.2. Les charges permanentes G	22
3.1.3. Les charges d'exploitation Q	22
3.2. Poteau intermédiaire {A-3}	25
3.2.1. Les surfaces	25
3.2.2. Les charges permanentes G	25
3.2.3. Les charges d'exploitation Q	25
3.3. Poteau de rive {H-1}	28
3.3.1. Les surfaces	28
3.3.2. Les charges permanentes G	28
3.3.3. Les charges d'exploitation Q	28
4. Conclusion	31
TROISIEME CHAPITRE :	32
FERRAILLAGE DES ELEMNTS SECONDAIRES	32
Introduction	32
1. L'acrotère	32
1.1. Evaluation des charges (charge verticale)	32
1.2. Ferrailage de l'acrotère	33
1.2.1. Détermination de l'effort due au séisme (charge horizontale)	33

SOMMAIRE

1.2.2. Calcul à ELU	33
1.2.3. Vérification à ELS	34
2. Les planchers (en corps creux)	36
2.1. Différents types des poutrelles.....	36
2.2. Ferrailage des poutrelles	36
2.3. La dalle de compression.....	72
3. Les balcons	74
3.1. Type 1 : Dalle sur 01 appui.....	74
3.1.1. Évaluation des charges.....	74
3.1.2. Les combinaisons des charges.....	74
3.1.3. Le moment fléchissant et l'effort tranchant	75
3.1.4. Ferrailage de balcon.....	76
3.2. Type 2 : Dalle sur 02 appuis	79
3.2.1. Type 2.A	79
3.2.1.1. Évaluation des charges	79
3.2.1.2. Les combinaisons des charges	79
3.2.1.3. Les moments	79
3.2.1.4. Ferrailage de balcon.....	80
3.2.2. Type 2.B.....	84
3.2.2.1. Évaluation des charges	84
3.2.2.2. Les combinaisons des charges	84
3.2.2.3. Les moments	84
3.2.2.4. Ferrailage de balcon.....	87
3.3. Type 3 : Dalle sur 03 appuis	88
3.3.1. Évaluation des charges.....	88
3.3.2. Les combinaisons des charges.....	88
3.3.3. Les moments.....	88
3.3.4. Ferrailage de balcon.....	89
4. La cage d'ascenseur	93
4.1. Evaluation des charges	93
4.2. Calcule des dalles	94
4.2.1. Calcule de la dalle au-dessus de l'ascenseur (salle machine)	94
4.2.1.1. Calcule des moments	94
4.2.1.2. Le ferrailage	95
4.2.2. Calcule de la dalle au-dessous de l'ascenseur (sert d'appui à l'ascenseur)	98
4.2.2.1. Calcule des moments	98
4.2.2.2. Le ferrailage	98
5. Les escaliers	101
5.1. Type 01 : escalier à volée parallèle	101
5.1.1. Calcule le volé d'étage	101
QUATRIEME CHAPITRE	106
ETUDE DYNAMIQUE	106
Introduction	106
1. Le bloc 1 (gauche)	106
1.1. Vérification de l'interaction voile-portique	106

1.2. La conception parasismique.....	107
1.2.1. Disposition des voiles	107
1.2.2. Comportement de la structure	109
1.2.3. La méthode statique équivalente	109
2. Le bloc 2 (droite)	113
2.1. Vérification de l'interaction voile-portique	113
2.2. La conception parasismique.....	114
2.2.1. Disposition des voiles	114
2.2.2. Comportement de la structure	116
2.2.3. La méthode statique équivalente	116
3. le joint de rupture	120
4. Conclusion de part dynamique	121
CINQUIEME CHAPITRE	122
FERRAILLAGES DES ELEMENTS CONTREVENTEMENTS.....	122
Introduction.....	122
1. Ferrailage des poutres	122
1.1. Recommandation du RPA99/v.2003	124
1.2. Ferrailage.....	125
1.2.1. Ferrailage des poutres longitudinales.....	125
1.2.2. Ferrailage des poutres transversales.....	127
1.2.3. Autres recommandations de RPA	128
1.2.4. Vérifications.....	130
2. Ferrailage des poteaux	132
2.1. Recommandation du RPA99/v.2003	132
2.2. Sollicitations de calcul.....	134
2.3. Ferrailage.....	134
2.3.1. Armatures longitudinales	134
2.3.2. Armatures transversales	137
2.4. Les vérifications.....	139
2.4.1. Vérification au flambement	139
2.4.2. Vérification aux sollicitations tangentes	139
2.4.3. Vérification des contraintes.....	140
3. Ferrailage des voiles.....	142
3.1. Recommandation du RPA99/v.2003	142
3.2. Sollicitations de calcul.....	143
3.3. Ferrailage.....	145
3.3.1. Armatures verticales.....	145
3.3.2. Armatures horizontales	146
3.3.3. Vérification au flambement	146
3.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	146
3.3.5. Exemple de calcul.....	146
3.3.6. Les résultats des autres voiles	149

SIXIEME CHAPITRE	165
Etude de l'infrastructure	165
Introduction	165
1. Choix du type des fondations	166
2. Vérification le choit des fondations	166
3. Le radier générale	167
3.1. Les combinaisons d'actions	167
3.2. Le pré dimensionnement du radier	167
3.2.1. Pré dimensionnement des composants.....	167
3.2.2. Vérification au poinçonnement	170
3.2.3. Caractéristique géométrique du radier	170
3.2.4. Vérification de la stabilité du radier	171
3.3. Ferrailage du radier.....	173
3.3.1. La dalle du radier.....	173
3.3.2. Calcule de débordement.....	176
3.4. Le ferrailage de la nervure	176
3.4.1. Calcule de ferrailage longitudinal	178
3.4.2. Vérification de ferrailage	178
3.4.3. Calcule de ferrailage transversal	180

COCLUSION GENERALE

LISTE DES NOTATIONS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{st} : Contrainte de traction d'acier.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible.

f_{bc} : Contrainte de béton de calcul.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

f_{bu} : contrainte de compression du béton.

η : Coefficient de fissuration.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A_{st} : Section d'armature tendue.

A_{sc} : Section d'armature comprimée.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

λ : Elancement.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

A_s : Section des armatures minimale.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers

B : section du béton.

Br : Section réduite du béton.

A : Coefficient d'accélération de zone.

Mu : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

LISTE DES NOTATIONS

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

h_t : hauteur totale du plancher.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

L_x : Longueur maximale entre axes

T, V : Effort tranchant.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

I : Moment d'inertie.

W : Poids total de la structure.

V : Force sismique total.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

S_t : espacement entre les armatures transversales.

\emptyset : Diamètre des armatures.

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

U_c : périmètre du contour cisailé.

S_{str} : surface de la structure.

S_{rad} : surface du radier.

σ_m : est La contrainte moyenne.

γ_w : poids volumique de l'eau.

F : coefficient de sécurité.

d : Hauteur utile.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

PREMIER CHAPITRE :

PRÉSENTATION DU PROJET ET CARACTÉRISTIQUE DES MATERIAUX..... 1

DEUXIEME CHAPITRE :

PREDIMENSIONNEMENT, EVALUATION ET DESCENDE DES CHARGES 8

Figure.1 : Coupe transversale des poutres principales.....	8
Figure.2 : Coupe transversale des poutres secondaires.....	8
Figure.3 : Coupe de la dalle en corps creux	9
Figure.4 : Section en te des poutrelles	9
Figure.5 : Coupe de dimensionnement des planchers en corps creux	10
Figure.6 : Dalle sur 01 appui.....	11
Figure.7 : Dalle sur 02 appuis	11
Figure.8 : Dalle sur 02 appuis	11
Figure.9 : Dalle sur 03appuis	11
Figure.10 : Les composants des escaliers.....	12
Figure.11 : Escalier a volées parallèles.....	13
Figure.12 : Vu en plan de l'escalier	13
Figure.13 : Coupe verticale de voile	14
Figure.14 : Section réduite (Br)	15
Figure.15 : Coupe verticale et section transversale de poteau	15
Figure.16 : Coupe de plancher terrasse.....	18
Figure.17 : Coupe de murs extérieur double paroi $e=30$ cm	19
Figure.18 : Dimensions de l'acrotère	20
Figure.19 : Schéma de dégression des surcharges	21
Figure.20 : Poteau centrale {D-3}.....	22
Figure.21 : Poteau intermédiaire {A-3}.....	25
Figure.22 : Poteau de rive {H-1}	28

TROISIEME CHAPITRE :

FERRAILLAGES DES ELEMENTS SECONDAIRES.....32

Figure.23 : Schéma statique et Coup en 3D de l'acrotère.....	32
Figure.24 : Coupe transversale de l'acrotère	33
Figure.25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	35
Figure.26 : Section en Té de la poutrelle soumise par la flexion simple.....	65
Figure.27 : Schéma de ferrailage des poutrelles par niveau	73
Figure.28 : Schéma de ferrailage de la dalle en corps	73
Figure.29 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	73
Figure.30 : Schéma statique de balcon type 1	74
Figure.31 : Coupe de balcon type 1	75
Figure.32 : Section de balcon type 1.....	76
Figure.33 : Schéma de ferrailage du balcon type 1.....	78

LISTES DES FIGURES

Figure.34 : Schéma du balcon type2.A.....	79
Figure.35 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.A (vue en plan.....	83
Figure.36 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.A (coupe A-A)	83
Figure.37 : Schéma du balcon type2.B.....	84
Figure.38 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.B(vue en plan.....	87
Figure.39 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.B (coupe A-A).....	87
Figure.40 : Schéma du balcon type 3.....	88
Figure.41 : Schéma de ferrailage du balcon type 3 (vue en plan).....	92
Figure.42 : Schéma de ferrailage du balcon type 3 (coupe A-A)	92
Figure.43 : Les composants d'un ascenseur électrique	93
Figure.44 : La cage d'ascenseur	93
Figure.45 : La surface d'impact de la dalle au-dessous d'ascenseur	94
Figure.46 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	97
Figure.47 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	100
Figure.48 : Schéma statique d'escalier type 01	101
Figure.49 : Vu en plan de l'escalier	101
Figure.50 : Distribution des charges sur l'escalier de type 01	101
Figure.51 : La charge équivalente d'escalier type 01	101
Figure.52 : Schéma de ferrailage d'escalier type 01	105
QUATRIEME CHAPITRE :	
ETUDE DYNAMIQUE.....	107
Figure.53 : Disposition des voiles.....	107
Figure.54 : Spectre de réponse du bloc 1.....	110
Figure.55 : Disposition des voiles.....	114
Figure.56 : Spectre de réponse du bloc 2.....	117
CINQUIEME CHAPITRE :	
FERRAILLAGES DES ELEMENTS CONTREVENTEMENT	123
Figure.57 : Labels des poutres du bloc 1	123
Figure.58 : Schéma de longueurs du recouvrement.....	128
Figure.59 : Schéma de Ferrailage des poutres	131
Figure.60 : Zone nodale.....	132
Figure.61 : Labels des poteaux du bloc 1	133
Figure.62 : Section d'un poteau	140
Figure.63 : Schéma de Ferrailage des poteaux.....	141
Figure.64 : Labels des voiles au niveau des étages du bloc 1	144
Figure.65 : Labels des voiles au niveau de l'RDC du bloc 1.....	144
Figure.66 : Section partiellement comprimée	145
Figure.67 : Section entièrement tendue	146
Figure.68 : Schémas de ferrailage des voiles	164

SIXIEME CHAPITRE :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 166

Figure.69 : Forme de la structure au niveau de base.....	166
Figure.70 : Schéma de radier nervuré.....	167
Figure.71 : Schéma des dimensions de radier adopté.....	169
Figure.72 : Schéma d'une coupe transversale.....	169
Figure.73 : Schéma de zone du contact poteau-radier (correspondant au poinçonnement	170
Figure.74 : Position de centre de gravité.....	170
Figure.75 : Dalle sur 04 appuis.....	173
Figure.76 : Schémas du ferrailage de la dalle du radier.....	176
Figure.77 : Labels des nervures d'après le logiciel SAFE.....	178
Figure.78 : Résultats des moments d'après le logiciel SAFE.....	178
Figure.79 : Schémas de ferrailage des nervures deux sens.....	182

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GÉNÉRALE

PREMIER CHAPITRE :

PRÉSENTATION DU PROJET ET CARACTÉRISTIQUE DES MATERIAUX.....4

Tableau.1 : Le dosage de béton selon l'utilisation par (1 m³)4

DEUXIEME CHAPITRE :

PREDIMENSIONNEMENT, EVALUATION ET DESCENDE DES CHARGES8

Tableau.2 : Pré dimensionnements des poutres8

Tableau.3 : Epaisseurs de dalle pleine des balcons..... 11

Tableau.4 : Dimensions des escaliers type 01 13

Tableau.5 : Dimensions des escaliers type 02..... 13

Tableau.6 : Dimensions des voiles pour les étages et RDC 14

Tableau.7 : Sections des poteaux préalablement adopté 16

Tableau.8 : Vérification de critère de résistance 16

Tableau.9 : Vérifications de condition de non flambement 17

Tableau.10 : Vérifications selon RPA 17

Tableau.11 : Dimensions des poteaux 17

Tableau.12 : Evaluation des charges pour le plancher terrasse inaccessible en corps creux ... 18

Tableau.13 : Evaluation des charges pour le plancher étage courant en corps creux..... 18

Tableau.14 : Evaluation des charges pour le balcon a dalle pleine..... 19

Tableau.15 : Evaluation des charges pour murs extérieur double paroi.....19

Tableau.16 : Evaluation des charges pour murs intérieurs 19

Tableau.17 : Evaluation des charges pour murs intérieure..... 20

Tableau.18 : Evaluation des charges pour le palier d'escalier..... 20

Tableau.19 : Evaluation des charges pour la paillasse d'escalier 20

Tableau.20 : Les surfaces, les poids et les charges G et 22

Tableau.21 : Descente des charges de poteau centrale {D-3} 24

Tableau.22 : Les surfaces, les poids et les charges G et Q25

Tableau.23 : Descente des charges de poteau intermédiaire {A-3}..... 27

Tableau.24 : Les surfaces, les poids et les charges G et Q 28

Tableau.25 : Descente des charges de poteau de rive {H-1} 30

Tableau.26 : Sections adopté pour les éléments..... 31

TROISIEME CHAPITRE :

FERRAILLAGES DES ELEMENTS SECONDAIRES..... 40

Tableau.27 : Évaluation des charges..... 40

Tableau.28 : Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS {type 01} 40

Tableau.29 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 02} 41

Tableau.30 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 02} 41

Tableau.31 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELU {type 02}42

Tableau.32 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELS {type 02} 42

Tableau.33 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELU {type 02} 43

Tableau.34 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELS {type 02} 43

Tableau.35 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 03} 44

Tableau.36 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 03} 44

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.37 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 03}	44
Tableau.38 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 03}	45
Tableau.39 : Moments de plancher étage courant à l'ELU {type 03}	45
Tableau.40 : Efforts de plancher étage courant à l'ELU {type 03}	45
Tableau.41 : Moments de plancher étage courant à l'ELS {type 03}	46
Tableau.42 : Efforts de plancher étage courant à l'ELS {type 03}	46
Tableau.43 : Moments de plancher RDC à l'ELU {type 03}	46
Tableau.44 : Efforts de plancher RDC à l'ELU {type 03}	47
Tableau.45 : Moments de plancher RDC à l'ELS {type 03}	47
Tableau.46 : Efforts de plancher RDC à l'ELS {type 03}	47
Tableau.47 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 04}	48
Tableau.48 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 04}	49
Tableau.49 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELU {type 04}	49
Tableau.50 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELS {type 04}	50
Tableau.51 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELU {type 04}	50
Tableau.52 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELS {type 04}	51
Tableau.53 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 05}	51
Tableau.54 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 05}	52
Tableau.55 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 05}	52
Tableau.56 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 05}	52
Tableau.57 : Moments de plancher étage courant à l'ELU {type 05}	53
Tableau.58 : Efforts de plancher étage courant à l'ELU {type 05}	53
Tableau.59 : Moments de plancher étage courant à l'ELS {type 05}	53
Tableau.60 : Efforts de plancher étage courant à l'ELS {type 05}	54
Tableau.61 : Moments de plancher RDC à l'ELU {type 05}	54
Tableau.62 : Efforts de plancher RDC à l'ELU {type 05}	54
Tableau.63 : Moments de plancher RDC à l'ELS {type 05}	55
Tableau.64 : Efforts de plancher RDC à l'ELS {type 05}	55
Tableau.65 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 06}	56
Tableau.66 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 06}	56
Tableau.67 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELU {type 06}	57
Tableau.68 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELS {type 06}	57
Tableau.69 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELU {type 06}	58
Tableau.70 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELS {type 06}	58
Tableau.71 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 07}	59
Tableau.72 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 07}	59
Tableau.73 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 07}	60
Tableau.74 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 07}	60
Tableau.75 : Moments de plancher étage courant à l'ELU {type 07}	61
Tableau.76 : Efforts de plancher étage courant à l'ELU {type 07}	61
Tableau.77 : Moments de plancher étage courant à l'ELS {type 07}	62
Tableau.78 : Efforts de plancher étage courant à l'ELS {type 07}	62
Tableau.79 : Moments de plancher RDC à l'ELU {type 07}	63
Tableau.80 : Efforts de plancher RDC à l'ELU {type 07}	63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.81 : Moments de plancher RDC à l'ELS {type 07}	64
Tableau.82 : Efforts de plancher RDC à l'ELS {type 07}	64
Tableau.83 : Sollicitations maximales des poutrelles dans chaque type de plancher	65
Tableau.84 : Détermination de type des sections doit calculer	66
Tableau.85 : Ferrailage longitudinal à l'ELU	67
Tableau.86 : Ferrailage transversale à l'ELU et l'Espacement St	68
Tableau.87 : Vérification au cisaillement à l'ELU	68
Tableau.88 : Vérification de contrainte de cisaillement à la jonc table–nervure à l'ELU.....	68
Tableau.89 : Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis à l'ELU ..	69
Tableau.90 : Vérification de l'effort tranchant dans le béton à l'ELU	69
Tableau.91 : État limite de compression du béton à l'ELS (plancher terrasse inaccessible) ..	70
Tableau.92 : État limite de compression du béton à l'ELS (plancher étage courant)	70
Tableau.93 : État limite de compression du béton à l'ELS (plancher RDC)	71
Tableau.94 : Etat limite de déformation à l'ELS (la flèche)	71
Tableau.95 : Calcule de la flèche à l'ELS selon BAEL 91/modifiée 99	72
Tableau.96 : Ferrailage de la dalle de compression et l'Espacement St	72
Tableau.97 : Résultats de calcule des sollicitations	75
Tableau.98 : Section des armatures tendues balcon type 1	76
Tableau.99 : Vérification à l'ELU	76
Tableau.100 : Section des armatures de répartitions et Espacement	77
Tableau.101 : Vérification à l'ELS	77
Tableau.102 : Vérification de la flèche.....	78
Tableau.103 : Résultats de calcule des moments	79
Tableau.104 : Ferrailage du balcon type 2.A à l'ELU	80
Tableau.105 : Vérification à l'ELU	81
Tableau.106 : Vérification à l'ELS du balcon type 2.A	81
Tableau.107 : Vérification de la flèche du balcon type 3	82
Tableau.108 : Calcul de la flèche du balcon type 3 selon le BAEL91/modifiée 99	82
Tableau.109 : Résultats de calcule des moments	84
Tableau.110 : Ferrailage du balcon type 2.B à l'ELU	85
Tableau.111 : Section des armatures de répartitions et espacement	85
Tableau.112 : Vérification à l'ELU	86
Tableau.113 : Vérification à l'ELS du balcon type 2.B	86
Tableau.114 : Vérification de la flèche	87
Tableau.115 : Résultats de calcule des moments	89
Tableau.116 : Ferrailage du balcon type 3 à l'ELU	89
Tableau.117 : Vérification à l'ELS du balcon type 3	90
Tableau.118 : Vérification de la flèche du balcon type 3	91
Tableau.119 : Calcul de la flèche du balcon type 3 selon le BAEL91/modifiée 99	91
Tableau.120 : Résultats de calcule des moments due à la charge concentrée	94
Tableau.121 : Résultats de calcule des moments due au poids propre de la dalle	95
Tableau.122 : Ferrailage à l'ELU	95
Tableau.123 : Vérification au poinçonnement	96
Tableau.124 : Vérification de la contrainte tangentielle	96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.125 : Vérification à l'ELS	96
Tableau.126 : Vérification de la flèche	97
Tableau.127 : Résultats de calcul des moments	98
Tableau.128 : Ferrailage à l'ELU	98
Tableau.129 : Vérification à l'ELU	99
Tableau.130 : Vérification à l'ELS	99
Tableau.131 : Vérification de la flèche.....	100
Tableau.132 : La charge équivalente d'escalier type 01	101
Tableau.133 : Les sollicitations d'escalier type 01	102
Tableau.134 : Les armatures longitudinales d'escalier type 01	102
Tableau.135 : Les armatures de répartition d'escalier type 01	102
Tableau.136 : Vérification à ELU	103
Tableau.137 : Vérification à ELS.....	103
Tableau.138 : Vérification la flèche.....	103
Tableau.139 : La position de l'axe neutre	104
Tableau.140 : Les coefficients nécessaires pour calculer la Flèche.....	104
Tableau.141 : La flèche ρ_{gv} et ρ_{gi}	104
Tableau.142 : La flèche ρ_{pi}	104
Tableau.143 : La flèche ρ_{ji}	105
Tableau.144 : La flèche total	105

QUATRIEME CHAPITRE :

ETUDE DYNAMIQUE 106

Tableau.145 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	106
Tableau.146 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	107
Tableau.147 : Les modes sismiques avant la conception parasismique	108
Tableau.148 : Les modes sismiques après la conception parasismique	108
Tableau.149 : Calcul et Vérification de la période T selon RPA	110
Tableau.150 : Coefficients et facteurs de l'RPA {A, D, Q et R}	110
Tableau.151 : Vérification de résultante des forces sismiques	111
Tableau.152 : Excentricité	111
Tableau.153 : Vérification de l'effort normal réduit	111
Tableau.154 : Justification vis à vis des déformations	112
Tableau.155 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ	113
Tableau.156 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	114
Tableau.157 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	114
Tableau.158 : Les modes sismiques avant la conception parasismique	115
Tableau.159 : Les modes sismiques après la conception parasismique	115
Tableau.160 : Calcul et Vérification de la période T selon RPA	117
Tableau.161 : Coefficients et facteurs de l'RPA {A, D, Q et R}.....	117
Tableau.162 : Excentricité	118
Tableau.163 : Vérification de résultante des forces sismiques	118
Tableau.164 : Vérification de l'effort normal réduit	118
Tableau.165 : Justification vis à vis des déformations	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.166 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ	120
Tableau.167 : détermination et vérification du joint de rupture... ..	120

CINQUIEME CHAPITRE :

FERRAILLAGES DES ELEMENTS CONTREVENTEMENT 125

Tableau.168 : Sollicitations de calcul	125
Tableau.169 : Ferrailage des poutres longitudinales (principales)	126
Tableau.170 : Pourcentage maximum des armatures longitudinales	126
Tableau.171 : La vérification à l'ELU (la contrainte de cisaillement)	126
Tableau.172 : Sollicitations de calcul	127
Tableau.173 : Ferrailage des poutres transversales (secondaires)	127
Tableau.174 : Pourcentage maximum des armatures longitudinales	128
Tableau.175 : La vérification à l'ELU (la contrainte de cisaillement)	128
Tableau.176 : Longueurs de recouvrement	128
Tableau.177 : Armatures transversales avec vérification et espacement	129
Tableau.178 : La vérification à l'ELS de P.P {Etat limite de compression du béton}	130
Tableau.179 : La vérification à l'ELS de P.S {Etat limite de compression du béton}	130
Tableau.180 : La vérification de la flèche P.P	131
Tableau.181 : La vérification de la flèche P.S	131
Tableau.182 : Sollicitations dans les poteaux d'après Etabs 2017	135
Tableau.183 : Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/v.200.....	135
Tableau.184 : Sollicitations de poteau C31 du RDC	136
Tableau.185 : Armatures longitudinales des poteaux	138
Tableau.186 : Longueurs des crochets, du recouvrement et espacement	138
Tableau.187 : Zone nodal	138
Tableau.188 : Armatures transversales des poteaux	138
Tableau.189 : Vérification au flambement pour les poteaux	139
Tableau.190 : Vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux	140
Tableau.191 : Vérification des contraintes	141
Tableau.192 : Centre de gravité « CDG » et Moment d'inertie « I » de l'RDC	146
Tableau.193 : Résumé de calcul du Centre de gravité « CDG » et Moment d'inertie « I » .	147
Tableau.194 : Calcule les contraintes	147
Tableau.195 : Calcule des armatures verticales	147
Tableau.196 : Calcule ferrailage verticale minimum	147
Tableau.198 : Calcule des armatures horizontales.....	148
Tableau.199 : Résumé de choix des barres verticale et horizontale {Vx1}	148
Tableau.200 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx1	149
Tableau.201 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx1	149
Tableau.202 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx2}	149
Tableau.203 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx2}	150
Tableau.204 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx2	150
Tableau.205 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx2	150
Tableau.206 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx3}	150
Tableau.207 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx3}	151
Tableau.208 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx3	151
Tableau.209 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx3	151
Tableau.210 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx4}	152
Tableau.211 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx4}	152
Tableau.212 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx4	152
Tableau.213 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx4	153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.214 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx5}	153
Tableau.215 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx5}	153
Tableau.216 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx5	154
Tableau.217 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx5	154
Tableau.218 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx6}	154
Tableau.219 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx6}	155
Tableau.220 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx6	155
Tableau.221 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx6	155
Tableau.222 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx7}	155
Tableau.223 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx7}	156
Tableau.224 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx7	156
Tableau.225 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx7	156
Tableau.226 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx8}	157
Tableau.227 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx8}	157
Tableau.228 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx8	157
Tableau.229 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx8	158
Tableau.230 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx9}	158
Tableau.231 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vx9}	158
Tableau.232 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx9	159
Tableau.233 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx9	159
Tableau.234 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy1}	159
Tableau.235 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vy1}	160
Tableau.236 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy1	160
Tableau.237 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy1	160
Tableau.238 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy2}	160
Tableau.239 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vy2}	161
Tableau.240 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy2	161
Tableau.241 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy2	161
Tableau.242 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy3}	162
Tableau.243 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vy3}	162
Tableau.244 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy3	162
Tableau.245 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy3	163
Tableau.246 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy4}	163
Tableau.247 : Calcul de ferrailage vertical et horizontal {Vy4}	163
Tableau.248 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy4	164
Tableau.249 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy4	164

SIXIEME CHAPITRE :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE..... 166

Tableau.250 : Vérification de choit des fondations	166
Tableau.251 : Condition de résistance au cisaillement	168
Tableau.252 : Vérification au poinçonnement	170
Tableau.253 : Vérification du sol sous les charges verticales	171
Tableau.254 : Vérification de la poussée hydrostatique	171
Tableau.255 : Vérification de la stabilité du radier au non renversement	171
Tableau.256 : Vérification de la stabilité du radier au non soulèvement	172
Tableau.257 : Vérification à la compression	172
Tableau.258 : Calcule des charges	173

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.259 : Calcule des moments	174
Tableau.260 : Ferrailage de dalle du radier à l'ELU	174
Tableau.261 : Condition de non fragilité, espacement et contrainte tangentielle	175
Tableau.262 : Vérification à ELS	175
Tableau.263 : Sollicitations de calcule d'après le SAFE	178
Tableau.264 : Ferrailage longitudinal de la nervure à l'ELU	178
Tableau.265 : Vérification à l'ELU	179
Tableau.266 : Vérification à ELS	179
Tableau.267 : Calcule à ELS	180
Tableau.268 : Ferrailage transversal de la nervure	180

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE

Introduction générale

Introduction générale

L'étude d'une structure est l'étape la plus importante dans la réalisation de cet immeuble afin de supporter les charges verticales et horizontales à long terme .

Dans notre projet on étudiera un bâtiment R+9 avec un contreventement mixte, sous les charges verticales et les charges horizontales due au séisme.

On va utiliser les logiciels, ETABS pour modéliser la superstructure et le SAFE pour l'infrastructure.

Cette étude est basée principalement sur les règles parasismiques Algérien (RPA 99/2003) et le béton armé aux états limites (BAEL 91/99).

Problématique

En premier lieu, notre question centrale est : comment va faire une étude génie civil spécialement de côté structural d'un bâtiment ?

En second lieu, nos questions auxiliaires sont :

- ✚ Est-ce que notre structure est capable de supporter les charges verticales et horizontales ?
- ✚ Comment ferrailer les éléments secondaires et de contreventement ?

Structure du mémoire :

Notre mémoire est composé de six chapitres :

Le premier chapitre, on fait une présentation du projet ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés, on principe notre bâtiment est en béton armé.

Le deuxième chapitre, on fait un prédimensionnement des éléments de la structure selon les charges verticales qui sont déjà évaluées.

Le troisième chapitre, on fait l'étude des élément secondaire (acrotère, poutrelle de la dalle en corps creux, le balcon, les escaliers et la dalle au-dessous et au-dessus de l'ascenseur), afin de ferrailer l'élément.

Le quatrième chapitre, on fait la modélisation de structure et l'étude dynamique.

Le cinquième chapitre, notre structure est contreventée par portique et voile on va ferrailer.

Le sixième chapitre est une étude de l'infrastructure concerne le choix de type des fondations et l'évaluation des charges et le ferrailage des semelles.

CHAPITRE 01 :
PRÉSENTATION DU PROJET ET CARACTÉRISTIQUE
DES MATERIAUX

1. Presentation du projet :

1.1 Definition du projet :

Notre projet est un bâtiment (R+9) des dimensions (40.70 x 18.55) m² et d'une section occupée (754.985 m²).

Le bâtiment (R+9) est composé de :

♣ **RDC** : est composé des commerces, des WC, des depots, un local électrique, un loge gardien, F3 (Séjour, 02 chambres, SDB, WC, et cuisine avec séchoir), un V.O, les escaliers, l'ascenseur et les petites cabines de contrôle de (électricité, eau et gaz).

♣ **Les autres étages** : (étage 1 à 9) sont composé de 02 F4 (Séjour, 03 chambres, SDB, WC, et cuisine avec séchoir), et 02 F3 (Séjour, 02 chambres, SDB, WC, et cuisine avec séchoir), un V.O, les escaliers, l'ascenseur et les petites cabines de contrôle de (électricité, eau et gaz).

♣ **La terrasse** : est une terrasse inaccessible (la toiture).

Ce bâtiment est implanté dans la commune de JIJEL wilaya de JIJEL, zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon RPA99/version 2003.

La structure est en béton arme à contreventement mixte (portique et voile).

1.2 Présentation architecturale :

Notre habitat étudiant est constitué de deux blocs séparés par un joint de rupture, de dimensions suivantes :

- Hauteur de RDC : 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur du local machine : 2.5 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m

BLOC 1 (bloc gauche)

- Hauteur de l'ouvrage : 31.2 m
- Longueur en plan : 20.25 m
- Largeur en plan : 18.55 m

BLOC 2 (bloc droite)

- Hauteur de l'ouvrage : 33.7 m
- longueur en plan : 20.25 m
- largeur en plan : 19.95 m

1.3 Régularité en plan et en élévation :

⇒ Selon RPA99/2003 la forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher supérieur ou égale à 0.25 et inférieure ou égale à 4 :

- Bloc 01 : $0.25 < L_x/L_y = 1.09 < 4$ CV
 - Bloc 02 : $0.25 < L_x/L_y = 1.02 < 4$ CV
 - 2 Bloc : $l_x/L_x = 3.775/20.25 = 0.19 < 0.25$ CV
 - 2 Bloc : $l_y/L_y = 1.775/18.55 = 0.10 < 0.25$ CV
- ✓ Les blocs sont classés régulier en plan.

⇒ On vérifie la régularité en élévation :

- Bloc 01 : $B'/B = 15.45/18.55 = 0.83 > 0.67$... CV
 - Bloc 02 : $B'/B = 15.45/18.55 = 0.77 > 0.67$... CV
- ✓ Les blocs sont classés régulier en élévation.

⇒ Alors notre bâtiment est classé régulier en plan et en élévation.

1.4 Présentations techniques :

1.4.1 Plancher :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides ; On adopte deux types :

- Plancher à corps creux pour RDC, étage courante et terrasse inaccessible.
- Dalle pleines est adopté pour les dalles d'ascenseur et les balcons.

1.4.2 Escalier :

Il y a un seul type des escaliers utilisés dans ce bâtiment qui est : un escalier à deux volées et un palier de repos.

1.4.3 Ascenseur :

C'est un élément mécanique, qui sert à faire monter et descendre les étages du bâtiment sans utiliser les escaliers. C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

1.4.4 Enduit et Revêtement :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds

1.4.5 *Maçonnerie :*

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- ❖ Mur extérieurs : Ils sont constitués en deux rangées :
 - » Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - » L'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.
 - » Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ Mur intérieurs : Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

1.4.6 *L'acrotère :*

La terrasse est inaccessible alors on l'a entouré avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur, pour assurer la sécurité et dépêcher l'écoulement des eaux pluviales dans la terrasse sur la façade.

1.4.7 *Le garde-corps :*

Pour assurer la sécurité des habitations, les balcons et la terrasse accessible sont entourés par des garde-corps en brique creux d'épaisseur de 10 cm, la hauteur est 1.2 m.

1.4.8 *Les Poutres :*

Sont des éléments horizontaux, permettent la transmission des charges aux poteaux.

1.4.9 *Les poteaux :*

Sont des éléments verticaux, permet la transmission des charges aux fondations.

1.4.10 *Les voiles :*

Sont en béton armé, conçus pour reprendre les efforts horizontaux.

1.4.11 *Les fondation (l'infrastructure) :*

Le système de fondation doit être homogène pour assurer la transmission des charges au sol et pour limiter les tassements différentiels.

1.5 **Donnés du site :**

- Ce bâtiment est implanté dans la zone IIa (de moyenne sismicité) selon RPA99/ version 2003.
- La classification de l'ouvrage selon leur importance est : groupe 2
- La classification des sites : un site meuble.
- La contrainte admissible du sol est : 2 bars.

1.6 Les règlements de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée suivant les règles de calcul et de conception qui sont utilisés actuellement en Algérie :

- ✚ RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- ✚ BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✚ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✚ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✚ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

2. Caractéristiques des matériaux :

2.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est liée à la résistance des différents éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles...) et aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments se dépend au type des matériaux utilisés, ainsi que leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul de ces éléments qui constituants l'ouvrage on applique les règlements mentionnés dans (1.6), qui se base totalement sur la connaissance des matériaux (béton et acier), aussi le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants.

2.2. Béton :

2.2.1. Définition :

Le béton est un matériau hétérogène, résultat d'un mélange des matières internes appelée granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, ...) en présence de l'eau ; après son durcissement il aura les caractéristiques suivantes :

- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc...
- La résistance mécanique, elle est essentiellement résistée à la compression simple.
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible, etc...

2.2.2. Dosage du béton :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier (selon l'utilisation).

	Ciment	Granulat	Sable	Eau
Béton de fondation	350 kg	1050 kg	800 kg	175 L
Dallage béton	300 kg	1100 kg	830 kg	155 L
Béton armé	400 kg	980 kg	720 kg	195 L

Tableau.1 : le dosage de béton selon l'utilisation par (1 m³)^[1]

⇒ Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 kg/m³ et 2500 kg/m³

¹ <http://www.guidebeton.com/dosages-beton>

2.2.3. Résistances mécaniques du béton

✚ Résistance à la compression f_{cj} et à la traction f_{tj} :

La résistance du béton à la compression et à la traction est déterminée à partir des essais aux laboratoires comme :

- ♣ L'essai de compression sur des éprouvettes cylindrique 16 cm de diamètre et 32cm de hauteur, pour la mesure de la résistance à la compression.
- ♣ L'essai de traction axiale pour la mesure de la résistance à la traction.

Les formules de calculs sont mentionnées dans le CBA.93 (A.2.1.1.1) et (A.2.1.1.2).

2.2.4. Résistance minimale du béton :

✚ Voir le CBA.93 (A.2.1.1.4).

2.2.5. Module d'élasticité (déformations longitudinales du béton) :

Le module d'élasticité : c'est le rapport entre la contrainte normal et la déformation engendrée, il existe 02 types de modules (selon la durée de l'application de la contraint) :

✚ Module d'élasticité instantané :

Lorsque la contrainte normale appliquée est inférieure à 24 heures, le module est égal à :
 $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$..CBA (A.2.1.2.1) → pour : $f_{c28} = 25$ Mpa ; on à : $E_{ij} = 32164.2$ Mpa.

✚ Module d'élasticité différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et à fin prendre en considération l'effet de fluage du béton, donc le module est égal à :

$E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$..CBA (A.2.1.2.2) → pour : $f_{c28} = 25$ Mpa ; on à : $E_{ij} = 10818.87$ Mpa.

2.2.6. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale, dans le CBA.93 (A.2.1.3) :

⇒ $V = 0.20$ à l'ELS ; pour le calcul des déformations.

⇒ $V = 0.00$ à l'ELU ; pour le calcul des sollicitations...

2.3. Aciers :

2.3.1. Définition :

Les aciers sont des mélanges de fer et carbone, leur rôle est de reprendre et d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue deux types d'aciers : → Acier doux inclut 0.15 à 0.25% de carbone.

→ Acier dur inclut 0.25 à 0.40% de carbone.

Il y a deux classes d'acier (haute adhérence) : → FeE400

→ FeE500

2.3.2. Module d'élasticité longitudinale :

⇒ $E_s = 200000 \text{ Mpa}$...CBA (A.2.2.1)

2.3.3. Contraintes limites de calcul :

✚ Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme déformation-contraint...CBA (A.2.2.2)

✚ Etat limite service :

D'après les règles BAEL91, il existe trois cas de fissurations :

- ❖ Fissuration peu nuisible : Cas des éléments situés dans les locaux couverts.
⇒ Dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer.
- ❖ Fissuration préjudiciable : il faut vérifier que : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{c28} ; 110\sqrt{\eta \cdot Ft_j} \right) \text{ Mpa}$.
⇒ Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; on a : $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$.
- ❖ Fissuration très préjudiciable : il faut vérifier que : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_{c28} ; 90\sqrt{\eta \cdot Ft_j} \right) \text{ Mpa}$.
⇒ Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; on a : $\bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ Mpa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta : \text{Coefficient de fissuration avec} \\ \eta = 1,0 : \text{pour les ronds lisses, treilles soudées.} \\ \eta = 1,6 : \text{pour les hautes adhérences ; } \varphi \geq 6\text{mm} \end{array} \right.$$

2.3.4. Protection des armatures :

Pour avoir un bon bétonnage et pour protéger les armatures contre les agents agressifs et les effets intempéries ; on doit veiller et assurer que l'enrobage (C) des armatures doit :

- $C \geq 4$ ou 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact des liquides (réservoir, canalisation,).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

2.4. Actions et sollicitations :

Pour assurer la bonne stabilité d'un bâtiment on va assurer que leurs éléments constructifs doivent résister aux différentes actions et sollicitations.

2.4.1. Les actions :

Action verticale :

Elles peuvent être permanentes, constantes ou variables pendant le temps.

Telle que : → Le poids propre de structure.

→ Les charges d'exploitations et de température.

→ Les déformations permanentes imposées à la construction.

Action horizontale :

Généralement elles sont accidentelles, comme : → L'action sismique (séisme).

→ L'action de choc

2.4.2. Les sollicitations :

Ce sont les efforts et les moments développées dans une section par combinaisons d'action données. Ce sont : → Les efforts normaux et les efforts tranchants.

→ Les moments de flexion et les moments de torsion

Les hypothèses de calcule sont mentionnées dans le CBA.93 (A.4.3.2).

Les combinaisons d'actions en appliquant à la structure pour calculer les sollicitations sont définies ci-après : → à l'état limite ultime de résistance « E.L.U » :

✓ Pour les situations durables : $P1 = 1,35 G + 1,5 Q$

✓ Pour les situations accidentelles : $P2 = G + Q \pm E$

$P3 = 0,8 G \pm E$

→ à l'état limite service de résistance « E.L.S » :

$P4 = G + Q$

Avec : » G : Charge permanente.

» Q : Charge d'exploitation.

» E : L'effort de séisme.

CHAPITRE 02 :
PRÉDIMENSIONNEMENT, EVALUATION ET
DESCENTE DES CHARGES

Introduction :

Prédimensionnement des éléments de la structure est la première étape de calcul pour déterminer les dimensions des différentes sections de tous éléments résistants.

On applique les règlements : CBA.93, BAEL.91 et RPA.99/version 2003 dans ce chapitre pour dimensionner ces éléments : → Les planchers (dalle pleine et corps creux).

→ Les poutres (longitudinales et transversales).

→ Les poteaux et les voiles

→ Les balcons et les escaliers

1. Prédimensionnement des éléments de la structure :

1.1. Prédimensionnement des poutres :

Prédimensionnement des poutres est déterminé selon BAEL 91 et vérifié selon RPA.99/v.2003. On considère que :

→ Les poutres dans le sens « Y » sont des poutres principales.

→ Les poutres dans le sens « X » sont des poutres secondaires (chainage).

Selon BAEL 91 :

- $L_{max}/15 < h < L_{max}/10$; avec : L_{max} : est la portée maximale de la poutre.
- $0.3h < b < 0.5h$; avec : b : largeur de la poutre et h : hauteur de la poutre.

⇒ Vérification d'après RPA.99/v.2003 :

Les conditions suivantes il faut doit vérifier :

condition 1 : → $h > 30$ cm ; condition 2 : → $b > 20$ cm ; condition 3 : → $h/b < 4$ cm

	BAEL					RPA		
	L_{max} (m)	h (cm)	b (cm)	h (cm) adopté	b (cm) adopté	condition 01	condition 02	condition 03
Sens X	3.8	31.67	14.00	35	30	C.V	C.V	C.V
Sens Y	5.4	45	20	50	30	C.V	C.V	C.V

Tableau.2 : Prédimensionnements des poutres

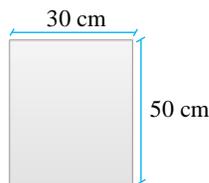


Figure.1 : Coupe transversale des poutres principales

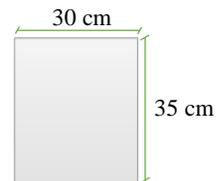


Figure.2 : Coupe transversale des poutres secondaires

1.2. Prédimensionnement des planchers :

1.2.1. Dalle en corps creux :

C'est un plancher constitué de : corps creux, poutrelles espacées de 65 cm et la dalle de compression.

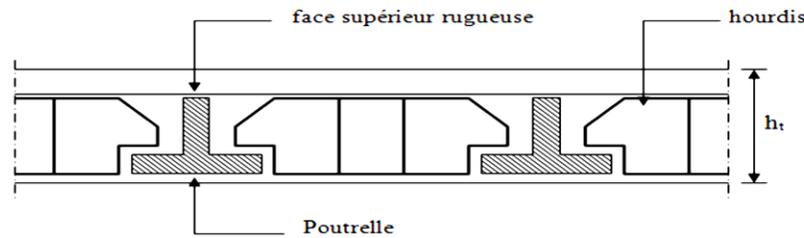


Figure.3 : Coupe de la dalle en corps creux

Prédimensionnement des planchers à corps creux se fait selon les règles de CBA.93.

- ♣ Doit satisfaire la condition suivante : $ht \geq L_{max}/22.5$ (art : B 6.8.4.2.4).
- ♣ L'épaisseur de ces planchers est dépendue de :
 - La hauteur des poutrelles ht .
 - Condition de l'isolation phonique.
 - Condition de la résistance en feu.

✚ Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont en béton armé ou en béton précontrainte d'une section en T.

- La hauteur corps creux h_{cc} est : $\rightarrow L/25 < h_{cc} < L/20$; $\{L = (3.8-0.3) m\}$
Avec : L : est la plus grande portée dans le sens des nervures.
Alors : $\rightarrow 350/25 < h_{cc} < 350/20 \rightarrow 14 < h_{cc} < 17.5$; et on a $h_0 = 4$ cm
Donc on adopte : $h_{cc} = 16$ cm et $ht = 16 + 4 = 20$ cm $ht = 20$ cm
 $\rightarrow ht \geq L_{max}/22.5 \rightarrow ht \geq 350/22.5 \rightarrow ht \geq 15.6$ cm $\rightarrow 20 > 15.6 \dots C.V$
- La largeur de la nervure b_0 est : $\rightarrow b_0 : 0.4ht < b_0 < 0.6ht$
Alors : $\rightarrow 8 < b_0 < 12$ on adopte $b_0 = 10$ cm
- On détermine b_1 selon les conditions suivantes :
 - $b_1 < L/10 \rightarrow b_1 < 300/10 \rightarrow b_1 < 30$ cm
Avec : L : la travée minimale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
 - $b_1 < l_n/2 \rightarrow b_1 < 55/2 \rightarrow b_1 < 27.5$ cm
Avec : $l_n = 65 - b_0$; l_n : La distance entre nus de deux poutrelles.
 - $6h_0 < b_1 < 8h_0 \rightarrow 6*4 < b_1 < 8*4 \rightarrow$ donc : $24 < b_1 < 32$
On prend le minimum de ces valeurs, alors : $b_1 = 27.5$ cm
- On détermine b : $\rightarrow b = 2b_1 + b_0 = 2*27.5 + 10 = 65$ cm. Donc $b = 65$ cm

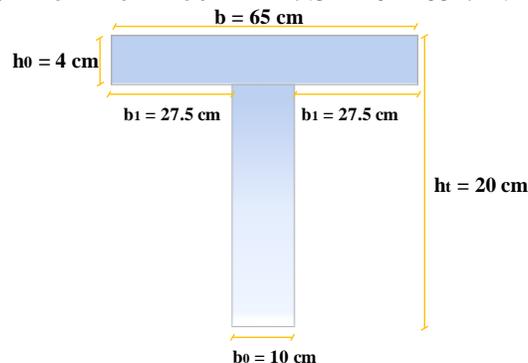


Figure.4 : Section en T des poutrelles

✚ *Isolation phonique :*

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur : $e \geq 16$ cm

⇒ On assure : $e = 16$ cm

✚ *Condition de résistance au feu :*

Les normes imposent des épaisseurs d'ordre : → $e = 7$ cm : pour 1 heure de coup feu.

→ $e = 11$ cm : pour 2 heures de coup feu.

→ $e = 15$ cm : pour 4 heures de coup feu.

⇒ On assure : $e = 16$ cm

✚ *Dimensions des planchers en corps creux :*

⇒ $h_{cc} = 16$ cm (hauteur de corps creux « hourdis »).

⇒ $h_{dc} = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression).

Donc le plancher en corps creux est d'épaisseur : $h_t = 20$ cm (16+4) cm

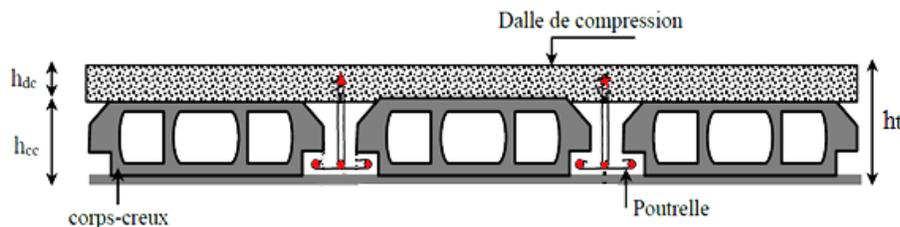


Figure.5 : Coupe de dimensionnement des planchers en corps creux

✚ *Les avantages des dalles à corps creux :*

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet sont modérées.
- Meilleure isolation thermique et acoustique.
- Légèreté (diminution des charges permanentes).
- Coût faible par rapport à la dalle pleine.

1.2.2. Dalle pleine (Les Balcons) :

C'est un plancher en béton armé d'épaisseur généralement entre (10 et 20) cm. Cette dalle peut reposer sur 01, 02, 03 ou 04 appuis qui sont des poutres en béton armé.

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon : → La vérification à la résistance

→ Les conditions d'utilisations.

❖ *Critère de résistance : (la résistance à la flexion)*

On a les portées L_x, L_y avec : L_x est le petit de ces deux portées.

- ✓ Dalle reposant sur un seul appui ou 02 appuis parallèles : $e \geq L_x/20$
- ✓ Dalle reposant sur 02 ou 03 ou 04 appuis perpendiculaires : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
Avec : $\rho = L_x/L_y \leq 0.4$
- ✓ Dalle reposant sur 02 ou 03 ou 04 appuis perpendiculaires : $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$
Avec : $\rho = L_x/L_y > 0.4$

❖ **Les conditions d'utilisations :**

- ✓ Isolation phonique : Pour un bon confort acoustique : $e \geq 13$ cm
- ✓ Condition de résistance au feu : $\rightarrow e \geq 7$ cm : pour 1 heure de coup feu.
 $\rightarrow e \geq 11$ cm : pour 2 heures de coup feu.
 $\rightarrow e \geq 15$ cm : pour 4 heures de coup feu.

On prend la résistance au feu pour 2 heures de coup feu : $e \geq 11$ cm

\Rightarrow Les autres résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Dalle reposant sur 01 appui			
Lx			
0.4			
1.1			
Conditon 01	$e \geq$	2	
Conditon 01	$e \geq$	5.5	
Conditon 02	Résistance au feu : $e \geq 11$ cm		
Alors on adopte : $e = 12$ cm			
Dalle reposant sur 02 appuis perpendiculaires			
Lx	Ly		
1.4	3.45	$\rho > 0.4$	
1.4	6.7	$\rho \leq 0.4$	
Conditon 01	3.11	$\leq e \leq$	3.50
Conditon 01	4	$\leq e \leq$	4.67
Conditon 02	Résistance au feu : $e \geq 11$ cm		
Alors on adopte : $e = 12$ cm			
Dalle reposant sur 03 appuis perpendiculaires			
Lx	Ly		
1.4	3.35	$\rho > 0.4$	
Conditon 01	3.11	$\leq e \leq$	3.50
Conditon 02	Résistance au feu : $e \geq 11$ cm		
Alors on adopte : $e = 12$ cm			

Tableau.3 : épaisseurs de dalle pleine des balcons

\Rightarrow Donc les balcons est d'épaisseur : **$e = 12$ cm**

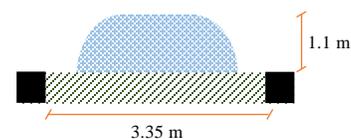


Figure.6 : Dalle sur 01 appui

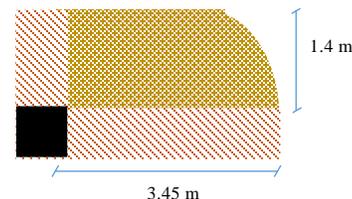


Figure.7 : Dalle sur 02 appuis

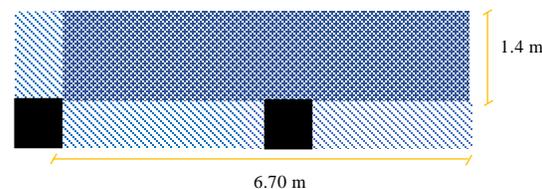


Figure.8 : Dalle sur 02 appuis

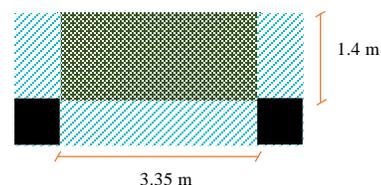


Figure.9 : Dalle sur 03 appuis

1.3. Prédimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux, qui assurent le déplacement d'un niveau à un autre, généralement il est fabriqué du béton armé comme dans notre projet.

Il se compose d'une partie plane (palier) et une partie inclinée (paillasse).

✚ *Composition d'un escalier :*

- Le giron : la largeur de marche (g).
- La montée : la hauteur d'escalier (H)
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- Le contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- Le palier : la partie horizontale.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- La volée : suite ininterrompue des marches.

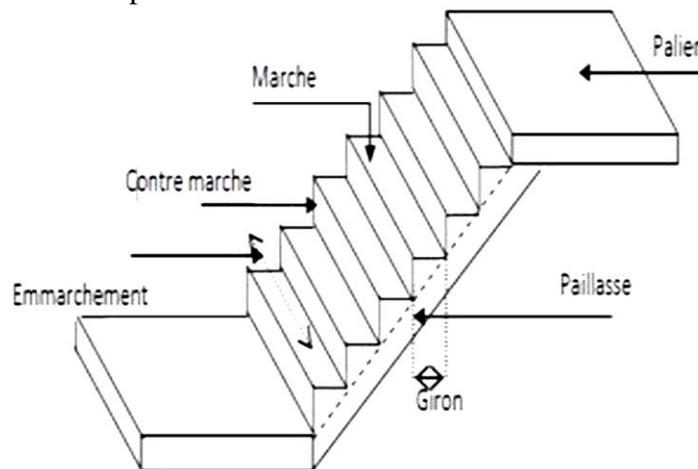


Figure.10 : Les composants des escaliers

Le dimensionnement est en fonction de : → Les conditions d'utilisateur
→ La destination de l'ouvrage.

Pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

✚ *Conditions d'accès facile :*

- ✓ Bâtiment à usage d'habitation : L'emmarchement de 1 à 1.5 m
- ✓ Pour passer d'un étage à l'autre sans difficulté on prend :
Dimensions des marche (giron) "g" : → $22 \text{ cm} < g < 33 \text{ cm}$
Dimensions des contre marches "h" : → $14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm}$
- ✓ La vérification avec la formule de "blondel" : → $m = g + 2h$
Avec : $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

⇒ Alors on prend : $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

⇒ Vérification de la formule de blondel : $m = g + 2h = 30 + 2 \times 16 = 64 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \dots$ (C.V)

1.3.1. Type 01 : Escalier à 02 volées et un palier de repos.

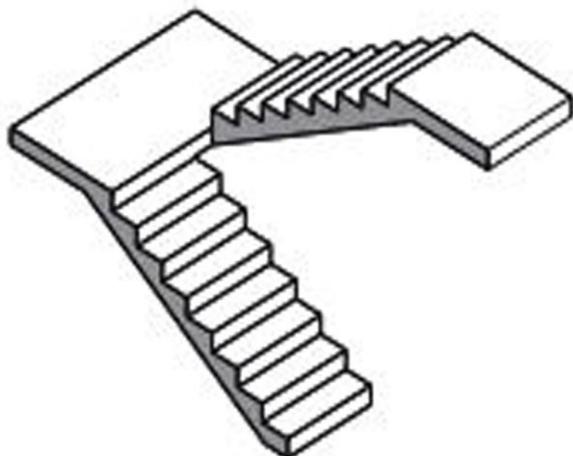


Figure.11 : Escalier à volées parallèles

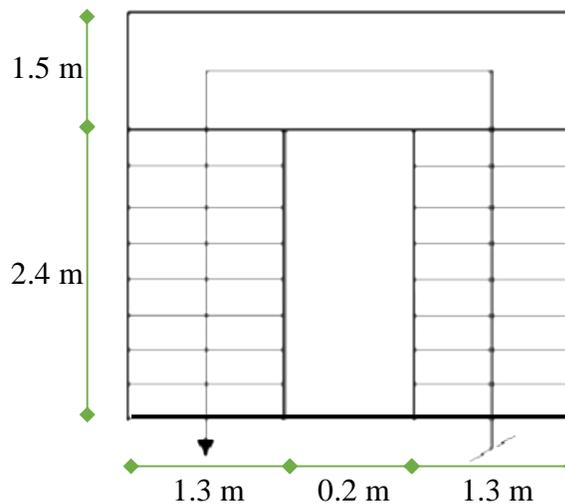


Figure.12 : Vu en plan de l'escalier

⇒ Pour étage courant : exemple de calcul

- ✓ La hauteur de volée : $H_v = \text{hétage}/2 = 3.06/2 = 1.53 \text{ m}$
- ✓ Nombre des contre marches "Nc" : $N_c = H_v/h_{\text{march}} = 153/17 = 9$ contre marches
- ✓ Nombre des marches "Nm" : $N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$ marches
- ✓ La ligne de foulé "Lf" : $L_f = g \times N_m = 0.3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$
- ✓ La longueur de palier de repos : $L_p = 1.5 \text{ m}$
- ✓ Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = H_v/L_f = 1.53/2.4 = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$
- ✓ Epaisseur de paillasse "e" : calculé selon la condition : $\rightarrow L/30 \leq e \leq L/20$

Avec : $L = \sqrt{(h_v^2 + L_f^2)} + L_p = \sqrt{(1.53^2 + 2.4^2)} + 1.5 = 1.53/(\sin 32.52^\circ) + 1.5$
 → **L = 4.35 m**

Donc : $435/30 \leq e \leq 435/20 \rightarrow 14.5 \text{ cm} \leq e \leq 21.75 \text{ cm}$

Pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe : **e = 15 cm**

Note : Epaisseur de palier de repos c'est le même que la paillasse.

⇒ Les autres résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Niveau	Hv (m)	Nc	Nm	Lf (m)	Lp (m)	tga	α°	L (m)	e (cm)
étage	1.53	9	8	2.4	1.5	0.6375	32.52	4.35	15
RDC	1.53	9	8	2.4	1.5	0.6375	32.52	4.35	15

Tableau.4 : Dimensions des escaliers type 01

1.3.2. Type 02 : Escalier d'Accès.

⇒ Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Hv (m)	Nc	Nm	Lf (m)	Lp (m)	tga	α°	L (m)	e (cm)
1.53	9	8	2.4	1.5	0.6375	32.52	4.35	15

Tableau.5 : Dimensions des escaliers type 02

1.4. Prédimensionnement des voiles :

Ce sont des murs en béton armé servent à contreventer le bâtiment en reprennent les efforts horizontaux et verticaux ; leur prédimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA.99/Version 2003.

Alors ils doivent vérifient les conditions suivantes :

✚ Condition 01 :
 $e \geq 15$ cm, avec « e » est déterminé en fonction de :

- ⇒ La hauteur libre d'étage :
 - $h_e = h - h_{\text{plancher}}$
- ⇒ La rigidité aux extrémités :
 - Voile encastré dans les 02 côtés : $e \geq h/25$
 - Voile encastré dans un seul côté : $e \geq h/22$
 - Voile non encastré : $e \geq h/20$

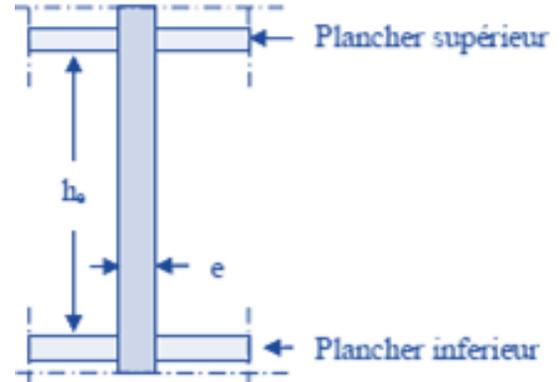


Figure.13 : Coupe verticale de voile.

✚ Condition 02 :
 $L \geq 4e$, avec : L est la portée du voile et e leur épaisseur.

⇒ Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

	hétage (m)	h _e (m)	e (cm)	e (cm) adopté	conditoin 01	conditoin 02
étage						
encastré dans les 02 côtés	3.06	2.86	11.44	15	$e \geq 15 \dots$ C.V	si : $L \geq 60 \dots$ C.V
encastré dans un seul côté	3.06	2.86	13	15	$e \geq 15 \dots$ C.V	si : $L \geq 60 \dots$ C.V
non encastré	3.06	2.86	14.3	15	$e \geq 15 \dots$ C.V	si : $L \geq 60 \dots$ C.V
RDC						
encastré dans les 02 côtés	3.06	2.86	11.44	20	$e \geq 15 \dots$ C.V	si : $L \geq 80 \dots$ C.V
encastré dans un seul côté	3.06	2.86	13	20	$e \geq 15 \dots$ C.V	si : $L \geq 80 \dots$ C.V

Tableau.6 : Dimensions des voiles pour les étages et RDC

1.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, rectangulaire ou circulaire, qui assurent la transmission des charges aux fondations, leur prédimensionnement se fait en fonction des sollicitations (en compression simple) à l'ELU selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1).

Les dimensions des poteaux seront fixées après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99/v2003 (Art 7.4.1).

✚ Les conditions et les formules pour le prédimensionnement :

⇒ Condition de non flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \quad I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}; \quad Lf = 0.7 \cdot l_0$$

Donc : $\lambda = Lf/b \cdot \sqrt{12}$ → $\lambda < 35$ → $b > Lf/35 \cdot \sqrt{12}$

- λ : L'élanement.
- i : Rayon de giration
- l_f : Longueur de flambement
- I : Moment d'inertie
- l_0 : Longueur du poteau.
- B : Section du poteau

⇒ CBA 93(Article B.8.4.1) et BAEL 91(7-4-2) :

Stabilité de forme : $N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$

➤ **Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$**

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r = (h - d) \times (b - d)$$

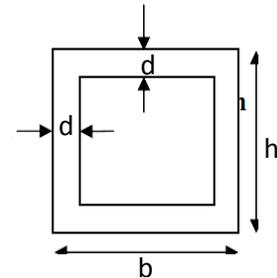


Figure.14 : Section réduite (Br)

B_r : Section réduite du béton.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

A_s : Section des armatures minimale : → $A_s = 1\% B_r$.

f_{c28} : Contrainte du béton à 28 jours : → $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

f_e : Contrainte limite élastique des aciers : → $f_e = 400 \text{ Mpa}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ; avec : → $\gamma_b = 1.5$ (cas générale)

→ $\gamma_b = 1.15$ (cas accidentelle)

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ; avec : → $\gamma_s = 1.15$ (cas générale)

→ $\gamma_s = 1$ (cas accidentelle)

⇒ Critère de résistance :

➤ **Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$**

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$ et $\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \rightarrow B \geq \frac{Nu^* * \gamma_b}{0.85 * f_{c28}}$

B : section du béton

N_u : l'effort normal de compression à ELU.

Nu^* : l'effort normal après la majoration de 10%

$$\begin{cases} Nu = 1.35G + 1.5Q \\ Nu^* = 1.1Nu \end{cases}$$

⇒ RPA99/v2003 (zone 2a) :

➤ **Il faut vérifier que :**

Résistance à la compression : $\frac{Nu}{b} \leq 0.6 * f_{c28} \rightarrow$

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

he : Hauteur libre d'étage.

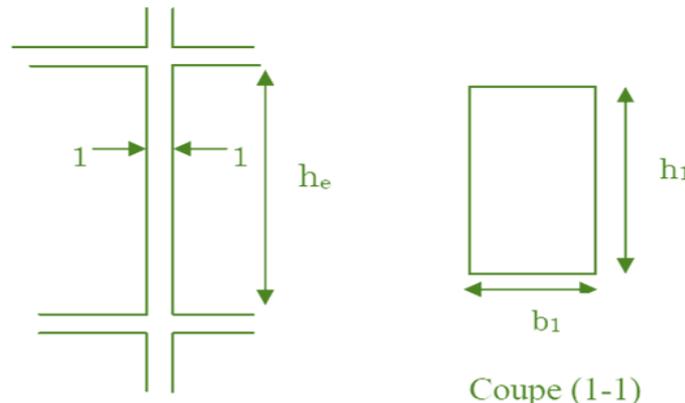


Figure.15 : Coupe verticale et section transversale de poteau.

✚ Les résultats des vérifications obtenus :

On a $\rightarrow N_u$: c'est l'effort normale ultime du poteau le plus sollicité, on l'obtient par la descende des charges (voir page 21)

Selon notre calcul dans la partie suivante dans ce chapitre, on a : l'effort normale correspondant à un poteau central {D-3} qui est le poteau le plus sollicité.

Sachant que : le poteau est carré (a=b) :

On considere que $\lambda < 35$				
pour faire participer à la resistance du poteau , toutes les barres d'acier de la section				
	L0 [m]	Lf [cm]	b [cm]	b [cm] adopté
RDC	3.06	214.2	21.20	30
étage	3.06	214.2		
Les sections des poteaux préalablement adopté :				
Niveau	Poteau (b×h) [cm²]			
RDC, 1 et 2 étage	50×60			
	45×45			
3, 4 et 5 étage	45×55			
	40×40			
6, 7 et 8 étage	40×50			
	35×35			
9, et local machine	35×45			
	30×30			

Tableau.7 : Sections des poteaux préalablement adopté

Remarque : On a 2 poteaux circulaires pour RDC : D = 15 cm (non structuraux)

✓ Vérification de critère de résistance :

Niveau	Nu	Nu*	B	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC, 1 et 2 étage	1816.99	1999	0.3	6.66	14.2	C.V et $B \geq 0.14$
			0.2	9.87		C.V et $B \geq 0.14$
3, 4 et 5 étage	1310.84	1442	0.25	5.83	14.2	C.V et $B \geq 0.1$
			0.16	9.01		C.V et $B \geq 0.1$
6, 7 et 8 étage	826.74	909	0.20	4.55	14.2	C.V et $B \geq 0.06$
			0.12	7.42		C.V et $B \geq 0.06$
9, et local machine	327.35	360	0.16	2.29	14.2	C.V et $B \geq 0.03$
			0.09	4.00		C.V et $B \geq 0.03$

Tableau.8 : Vérification de critère de résistance

✓ Vérifications de condition de non flambement :

Niveau	b [cm]	h [cm]	B [m ²]	L0 [m]	Lf [m]	I [m ⁴]	i [m]	λ	α	Nu [KN]	Br [m ²]	Br _{cal} [m ²]	Br > Br _{cal}
RDC	50	60	0.30	3.06	2.14	0.00900	0.173	12.37	0.829	1985	0.25	0.11	C.V
	45	45	0.20	3.06	2.14	0.00342	0.130	16.49	0.814	1985	0.16	0.11	C.V
1-2	50	60	0.30	3.06	2.14	0.00900	0.173	12.37	0.829	1985	0.25	0.11	C.V
	45	45	0.20	3.06	2.14	0.00342	0.130	16.49	0.814	1985	0.16	0.11	C.V
3-4-5	45	55	0.25	3.06	2.14	0.00624	0.159	13.49	0.825	1442	0.20	0.08	C.V
	40	40	0.16	3.06	2.14	0.00213	0.115	18.55	0.805	1442	0.12	0.08	C.V
6-7-8	40	50	0.20	3.06	2.14	0.00417	0.144	14.84	0.820	909	0.16	0.05	C.V
	35	35	0.12	3.06	2.14	0.00125	0.101	21.20	0.792	909	0.09	0.05	C.V
9	35	45	0.16	3.06	2.14	0.00266	0.130	16.49	0.814	360	0.12	0.02	C.V
	30	30	0.09	3.06	2.14	0.00068	0.087	24.73	0.773	360	0.06	0.02	C.V
L.machin	35	45	0.16	2.50	1.75	0.00266	0.130	13.47	0.826	360	0.12	0.02	C.V
	30	30	0.09	2.50	1.75	0.00068	0.087	20.21	0.797	360	0.06	0.02	C.V

Tableau.9 : Vérifications de condition de non flambement

✓ Vérifications selon RPA

Condition 01	Condition 02	Condition 03
Min (b1, h1) ≥ 25 cm	Min (b1, h1) ≥ he/20	0.25 < b1/h1 < 4
30 > 25 cm ...C.V	30 > 15.3 cm ...C.V	0.25 < 0.83 < 4 ...C.V

Tableau.10 : Vérifications selon RPA

✚ Les Dimensions assurer après la vérification des conditions :

⇒ Toutes les conditions nécessaires sont vérifiées donc on adopte pour les poteaux, les sections suivantes :

Niveau	Poteau (b×h) [cm ²]
RDC, 1 et 2 étage	50×60
	45×45
3, 4 et 5 étage	45×55
	40×40
6, 7 et 8 étage	40×50
	35×35
9, et local machine	35×45
	30×30

Tableau.11 : Dimensions des poteaux

2. Evaluation des charges et des surcharges :

Selon le document technique réglementaire DTR B.C.2.2

2.1. Plancher terrasse inaccessible en corps creux :

Matériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1. Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton forme de pente	0.08	22	1.76
4. Isolation thermique	0.04	4	0.16
5. Plancher a corps creux	0.2	14	2.8
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale charge Permanentes		G = 5.88 KN/m²	
Totale charge Exploitation		Q = 1 KN/m²	

Tableau.12 : Evaluation des charges pour le plancher terrasse inaccessible en corps creux

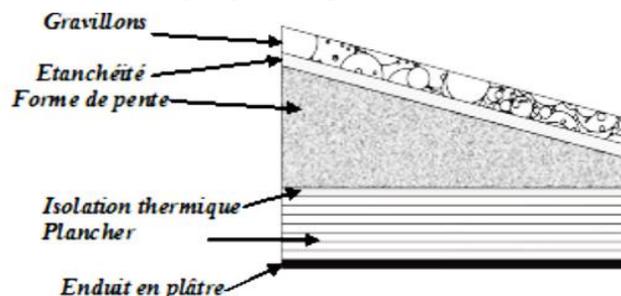


Figure.16 : coupe de plancher terrasse

2.2. Plancher étage courant en corps creux :

Matériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1. cloison de séparation	0.1	10	1
2. Carrelage	0.02	22	0.44
3. Mortier de pose (Chape)	0.02	20	0.4
4. Couche de sable fin	0.02	18	0.36
5. Plancher a corps creux	0.2	14	2.8
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale charge Permanentes		G = 5.2 KN/m²	
Totale charge Exploitation		Q = 1.5 KN/m²	

Tableau.13 : Evaluation des charges pour le plancher étage courant en corps creux

2.3. Balcon a dalle pleine

Marériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1.Carrelage	0.02	22	0.44
2.Mortier de pose (Chape)	0.02	20	0.4
3.Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4.Dalle pleine	0.12	25	3
5.Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Totale charge Permanentes		G = 4.6 KN/m²	
Totale charge Exploitation		Q = 3.5 KN/m²	

Tableau.14 : Evaluation des charges pour le Balcon a dalle pleine

2.4. Murs extérieur (double cloisons)

Marériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1.Enduit extérieur	0.02	20	0.4
2.Briques creuse	0.15	9	1.35
3.Lame d'air	0.05	/	/
4.Briques creuse	0.10	9	0.9
5.Enduit intérieur	0.015	12	0.18
Totale charge Permanentes		G = 2.83 KN/m²	

Tableau.15 : Evaluation des charges pour murs extérieur double paroi

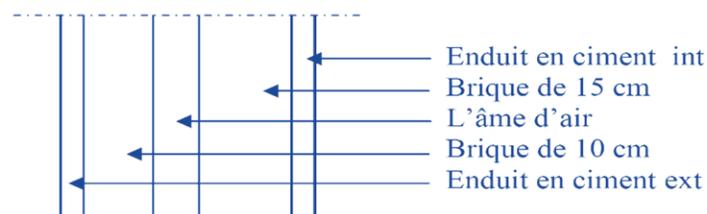


Figure.17 : coupe de murs extérieur double paroi e = 30 cm

2.5. Murs intérieur (séparation)

Marériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1.Enduit phase 1	0.015	10	0.15
2.Briques creuse	0.10	9	0.9
3.Enduit phase 2	0.015	10	0.15
Totale charge Permanentes		G = 1.2 KN/m²	

Tableau.16 : Evaluation des charges pour murs intérieurs

2.6. Acrotère

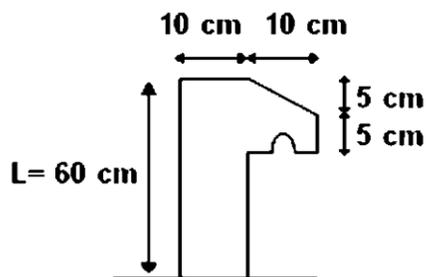


Figure.18 : Dimensions de l'acrotère

Hauteur [m]	Epaisseur [m]	P.volumique [KN/m ³]	P.propre [KN/ml]	Enduit [KN/ml]
0.6	0.1	25	1.7	0.45
G = 2.1 KN/ml				
Q = 1 KN/ml				

Terrasse inaccessible

Tableau.17 : Evaluation des charges pour murs intérieurs

2.7. Palier d'escalier

Marériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1.Carrelage	0.02	22	0.44
2.Mortier de pose (Chape)	0.02	20	0.4
3.Couche de sable fin	0.02	18	0.36
4.Poids propre de palier	0.15	25	3.75
5.Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Totale charge Permanentes	G = 5.15 KN/m²		
Totale charge Exploitation	Q = 2.5 KN/m²		

Tableau.18 : Evaluation des charges pour le palier d'escalier

2.8. Paillasse d'escalier

Marériaux	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1.Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
2.Carrelage verticale	0.01	22	0.25
3.Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
4.Mortier de pose verticale	0.01	20	0.23
5.Couche de sable fin	0.02	18	0.36
6.Poids propre de garde corps	0.14	/	0.6
7.Poids propre des marches	0.17	11	1.87
8.Poids propre de paillasse	0.15*25/Cos32.52		4.44
9.Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Totale charge Permanentes	G = 8.8 KN/m²		
Totale charge Exploitation	Q = 2.5 KN/m²		

Tableau.19 : Evaluation des charges pour la paillasse d'escalier

3. Descente des charges :

C'est l'opération qui consiste à calculer les efforts normaux des poteaux de la construction et les charges qu'ils supportent de tous les niveaux.

✚ D'après le RPA les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons suivantes :

- Rapidité d'exécution.
- Raisons techniques et de réalisation.
- Meilleure résistance aux séismes.

✚ Les étapes de la descente des charges sont :

- Le choix de poteau le plus sollicité (centrale, intermédiaire et de rive).
- Le calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- La détermination des efforts normaux à ELU et la vérification selon RPA.

✚ La loi de dégression des charges :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter.

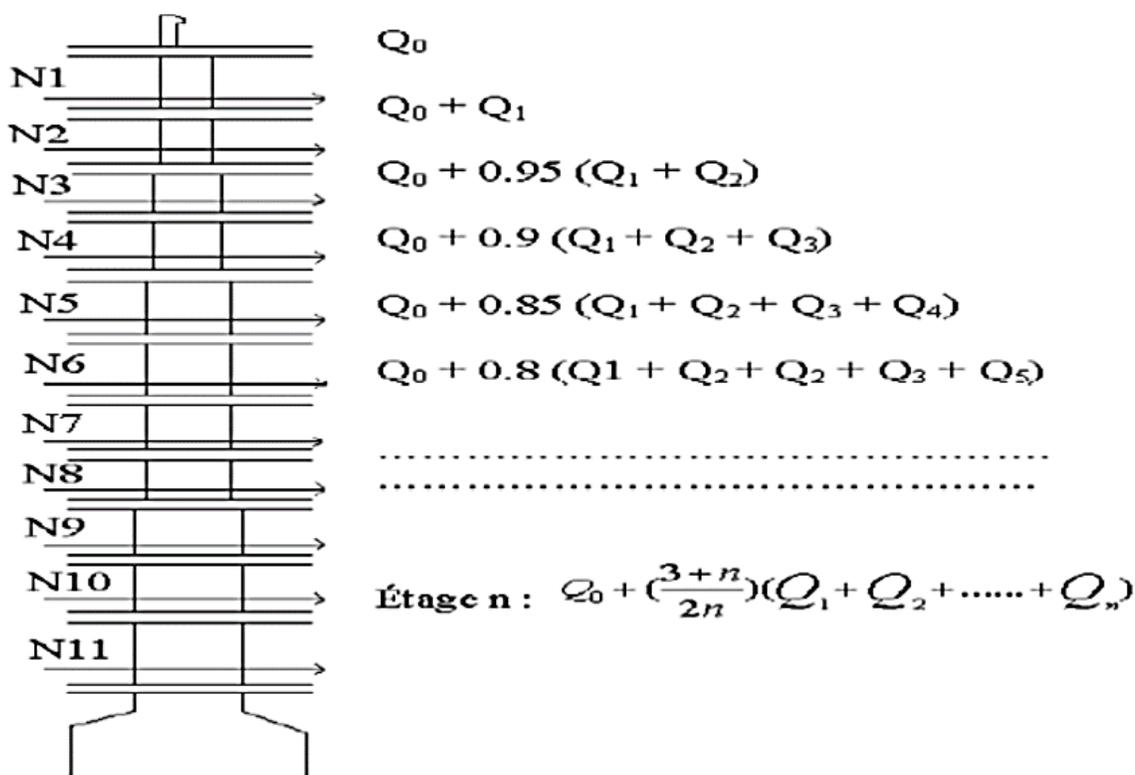


Figure.19 : Schéma de dégression des surcharges

3.1. Poteau centrale {D-3} :

3.1.1. Les surfaces :

- $S_{totale} = S_{afférente} + S_{poutres} + S_{entre\ poutres}$
- $S_{afférente} = S1 + S2 + S3 + S4$
- $S_{poutres} = S_{PP} + S_{PS}$
- $S_{entre\ poutres}$

3.1.2. Les charges permanentes : G

- Planchers : $G = S_{afférente} \times G_i$
- Poteaux : $G = S_{poteau} \times H \times p$
- Poutres : $G = S_{poutre} \times H \times p$
- Murs : $G = S_{murs} \times G_i$

3.1.3. Les charges d'exploitation : Q

- Planchers : $Q = S_{totale} \times Q_i$
- Poteaux : $Q = S_{poteau} \times H \times p$
- Poutres : $Q = S_{poutre} \times H \times p$
- Murs : $Q = S_{murs} \times Q_i$

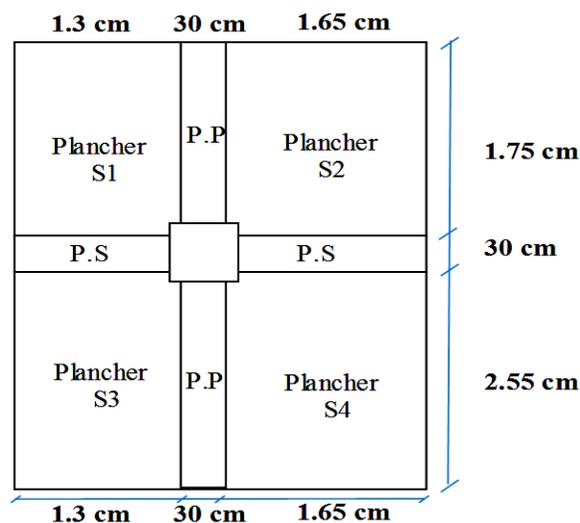


Figure.20 : Poteau centrale {D-3}

Element	b [m]	h [m]	$S_{afférente}$ [m ²]	S_{totale} [m ²]	H [m]	G_i [KN/m ²]	Q_i [KN/m ²]	p [KN/m ³]	G [KN]	Q [KN]
	1.65	1.75								
	1.3	2.55								
plancher terrasse inaces			12.69	14.95	5.88	1			74.59	14.95
plancher étage courant			12.69	14.95	5.2	1.5			65.96	22.43
plancher RDC			12.69	14.95	5.2	1.5			65.96	22.43
poteau (9)	0.30	0.30	0.09		3.06			25	6.89	
poteau (6-7-8)	0.35	0.35	0.12		3.06			25	9.37	
poteau (3-4-5)	0.40	0.40	0.16		3.06			25	12.24	
poteau (1-2)	0.45	0.45	0.20		3.06			25	15.49	
poteau (RDC)	0.45	0.45	0.20		3.06			25	15.49	
poutre principale PP	0.30	4.30	1.29		0.55			25	17.74	
poutre secondaire PS	0.30	2.95	0.89		0.35			25	7.74	
section entre poutres	0.30	0.30	0.09						2.56	
mure intérieure étage	0.10	2.94	0.29			1.20			2.56	
mure intérieure RDC	0.10	2.94	0.29			1.20				

Tableau.20 : Les surfaces, les poids et les charges G et Q

niveau	élément	G [KN]	Q [KN]
N1	plancher terrasse inaccessible	74.59	14.95
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	totale	100.07	14.95
N2	venant N1	100.07	14.95
	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	6.89	
	murs	2.56	
	totale	200.96	37.38
N3	venant N2	200.96	37.38
	plancher etage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	9.37	
	murs	2.56	
	totale	304.33	57.56
N4	venant N3	304.33	57.56
	plancher etage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	9.37	
	murs	2.56	
	totale	407.70	75.50
N5	venant N4	407.70	75.50
	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	9.37	
	murs	2.56	
	totale	511.07	91.20
N6	venant N5	511.07	91.20
	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	12.24	
	murs	2.56	
	totale	617.31	104.65
N7	venant N6	617.31	104.65

	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	12.24	
	murs	2.56	
	totale	723.55	115.86
N8	venant N7	723.55	115.86
	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	12.24	
	murs	2.56	
	totale	829.80	127.08
N9	venant N8	829.80	127.08
	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	15.49	
	murs	2.56	
	totale	939.29	138.29
N10	venant N9	939.29	138.29
	plancher étage	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	15.49	
	murs	2.56	
	totale	1048.78	149.50
N11	venant N10	1048.78	149.50
	plancher RDC	65.96	22.43
	poutre principale	17.74	
	poutre secondaire	7.74	
	poteau	23.24	
	murs	3.89	
	Totale	1167.35	160.71

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = 1.35 \times 1167.35 + 1.5 \times 160.71$$

$$Nu = 1816.99 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime

NU de 10% → coeff= 1.1 :

$$Nu^* = 1.1Nu$$

$$Nu = 1999 \text{ KN}$$

Tableau.21 : Descente des charges de Poteau centrale {D-3}

3.2. Poteau intermédiaire {A-3} :

3.2.1. Les surfaces :

- $S_{totale} = S_{afférente} + S_{poutres} + S_{entre\ poutres}$
- $S_{afférente} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- $S_{poutres} = S_{PP} + S_{PS}$
- $S_{entre\ poutres}$

3.2.2. Les charges permanentes : G

- Planchers : $G = S_{afférente} \times G_i$
- Poteaux : $G = S_{poteau} \times H \times p$
- Poutres : $G = S_{poutre} \times H \times p$
- Murs : $G = S_{murs} \times G_i$

3.2.3. Les charges d'exploitation : Q

- Planchers : $Q = S_{totale} \times Q_i$
- Poteaux : $Q = S_{poteau} \times H \times p$
- Poutres : $Q = S_{poutre} \times H \times p$
- Murs : $Q = S_{murs} \times Q_i$

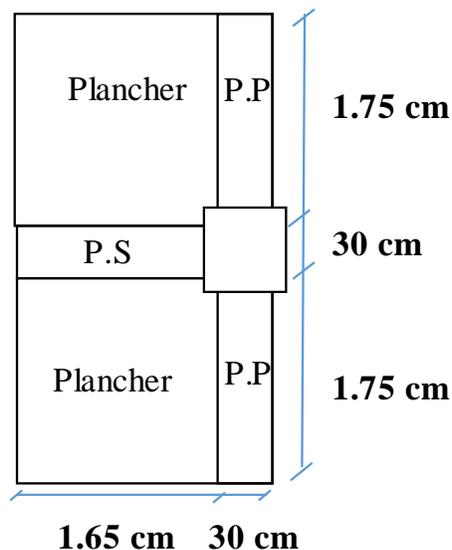


Figure.21 : Poteau intermédiaire {A-3}

Element	b [m]	h [m]	S _{afférente} [m ²]	S _{totale} [m ²]	H [m]	G _i [KN/m ²]	Q _i [KN/m ²]	p [KN/m ³]	G [KN]	Q [KN]
	1.65	1.75								
	1.65	1.75								
plancher terrasse inaces			5.78	7.41	5.88	1			33.96	7.41
plancher étage courant			5.78	7.41	5.2	1.5			30.03	11.12
plancher RDC			5.78	7.41	5.2	1.5			30.03	11.12
poteau (L.machine)	0.30	0.30	0.09		2.50			25	5.63	
poteau (9)	0.30	0.30	0.09		3.06			25	6.89	
poteau (6-7-8)	0.35	0.35	0.12		3.06			25	9.37	
poteau (3-4-5)	0.40	0.40	0.16		3.06			25	12.24	
poteau (1-2)	0.45	0.45	0.20		3.06			25	15.49	
poteau (RDC)	0.45	0.45	0.20		3.06			25	15.49	
poutre principale PP	0.30	3.50	1.05		0.50			25	13.13	
poutre secondaire PS	0.30	1.65	0.50		0.35			25	4.33	
section entre poutres	0.30	0.30	0.09						6.55	
mure extérieure étage	0.30	2.94	0.88			2.83			6.55	
mure extérieure RDC	0.30	2.94	0.88			2.83			0.58	
mure intérieure étage	0.10	2.94	0.29			1.20			0.58	
mure intérieure RDC	0.10	2.94	0.29			1.20				

Tableau.22 : Les surfaces, les poids et les charges G et Q

niveau	élément	G [KN]	Q [KN]
N1	plancher terrasse inaccessible	33.96	7.41
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	totale	51.41	7.41

N2	venant N1	51.41	7.41
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	5.63	
	murs	7.13	
	totale	111.66	18.53
N3	venant N2	111.66	18.53
	plancher etage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	6.89	
	murs	7.13	
	totale	173.16	28.53
N4	venant N3	173.16	28.53
	plancher etage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	9.37	
	murs	7.13	
	totale	237.16	37.42
N5	venant N4	237.16	37.42
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	9.37	
	murs	7.13	
	totale	301.15	45.20
N6	venant N5	301.15	45.20
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	9.37	
	murs	7.13	
	totale	365.14	51.87
N7	venant N6	365.14	51.87
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	12.24	
	murs	7.13	
	totale	432.00	57.43

N8	venant N7	432.00	57.43
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	12.24	
	murs	7.13	
	totale	498.86	62.99
N9	venant N8	498.86	62.99
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	12.24	
	murs	7.13	
	totale	565.72	68.54
N10	venant N9	565.72	68.54
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	15.49	
	murs	7.13	
	totale	635.83	74.10
N11	venant N10	635.83	74.10
	plancher étage	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	15.49	
	murs	7.13	
	totale	705.94	79.66
N12	venant N11	705.94	79.66
	plancher RDC	30.03	11.12
	poutre principale	13.13	
	poutre secondaire	4.33	
	poteau	15.49	
	murs	7.13	
	Totale	776.06	85.22

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = 1.35 \times 776.06 + 1.5 \times 85.22$$

$$Nu = 1175.5 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime

NU de 10% → coeff = 1.1 :

$$Nu^* = 1.1Nu$$

$$Nu = 1293 \text{ KN}$$

Tableau.23 : Descente des charges de Poteau intermédiaire {A-3}

3.3. Poteau de rive {H-1} :

3.3.1. Les surfaces :

- $S_{totale} = S_{afférente} + S_{poutres} + S_{entre\ poutres}$
- $S_{afférente} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- $S_{poutres} = S_{PP} + S_{PS}$
- $S_{entre\ poutres}$

3.3.2. Les charges permanentes : G

- Planchers : $G = S_{afférente} \times G_i$
- Balcon : $G = S_{Balcon} \times G_i$
- Poteaux : $G = S_{poteau} \times H \times p$
- Poutres : $G = S_{poutre} \times H \times p$
- Murs : $G = S_{murs} \times G_i$

3.3.3. Les charges d'exploitation : Q

- Planchers : $Q = S_{totale} \times Q_i$
- Balcon : $Q = S_{Balcon} \times Q_i$
- Poteaux : $Q = S_{poteau} \times H \times p$
- Poutres : $Q = S_{poutre} \times H \times p$
- Murs : $Q = S_{murs} \times Q_i$

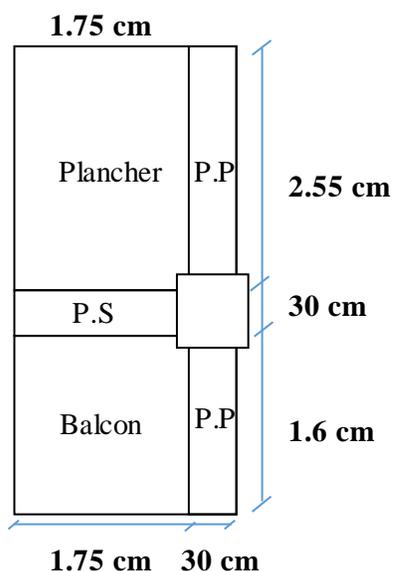


Figure.22 : Poteau de rive {H-1}

Element	b [m]	h [m]	Safférente [m²]	Stotale [m²]	H [m]	Gi [KN/m²]	Qi [KN/m²]	p [KN/m³]	G [KN]	Q [KN]
	1.75	2.55								
plancher terrasse inacces			4.46	5.84	5.88	1			26.24	5.84
plancher étage courant			4.46	5.84	5.2	1.5			23.21	8.76
plancher RDC			7.31	9.17	5.2	1.5			37.99	13.75
Balcon	1.75	1.60	2.80	3.28	4.60	3.50	25		12.88	11.48
poteau (9)	0.30	0.30	0.09		3.06		25		6.89	
poteau (6-7-8)	0.35	0.35	0.12		3.06		25		9.37	
poteau (3-4-5)	0.40	0.40	0.16		3.06		25		12.24	
poteau (1-2)	0.45	0.45	0.20		3.06		25		15.49	
poteau (RDC)	0.45	0.45	0.20		3.06		25		15.49	
poutre principale PP	0.30	4.15	1.25		0.55		25		17.12	
poutre secondaire PS	0.30	1.75	0.53		0.35		25		4.59	
section entre poutres	0.30	0.30	0.09						6.36	
mure exterieure étage	0.30	2.94	0.88		2.83				6.36	
mure exterieure RDC	0.30	2.94	0.88		2.83				1.85	
mure intérieure étage	0.10	2.94	0.29		1.20				0.00	
mure intérieure RDC	0.10	2.94	0.29		1.20					

Tableau.24 : Les surfaces, les poids et les charges G et Q

Niveau	élément	G [KN]	Q [KN]
N1	plancher terrasse inaccessible	26.24	5.84
	balcon terrasse inaccessible	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	totale	60.83	17.32

N2	venant N1	60.83	17.32
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	6.89	
	murs	9.18	
	totale	134.70	37.57
N3	venant N2	134.70	37.57
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	9.37	
	murs	9.18	
	totale	211.05	55.79
N4	venant N3	211.05	55.79
	plancher etage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	9.37	
	murs	9.18	
	totale	287.40	71.98
N5	venant N4	287.40	71.98
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	9.37	
	murs	9.18	
	totale	363.74	86.15
N6	venant N5	363.74	86.15
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	12.24	
	murs	9.18	
	totale	442.96	98.30
N7	venant N6	442.96	98.30
	plancher étage	23.21	8.76

	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	12.24	
	murs	9.18	
	totale	522.18	108.42
N8	venant N7	522.18	108.42
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	12.24	
	murs	9.18	
	totale	601.40	118.54
N9	venant N8	601.40	118.54
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	15.49	
	murs	9.18	
	totale	683.87	128.66
N10	venant N9	683.87	128.66
	plancher étage	23.21	8.76
	balcon étage courant	12.88	11.48
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	15.49	
	murs	9.18	
	totale	766.34	138.79
N11	venant N10	766.34	138.79
	plancher RDC	37.99	13.75
	poutre principale	17.12	
	poutre secondaire	4.59	
	poteau	23.24	
	murs	6.36	
	Totale	855.65	145.66

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu = 1.35 \times 855.65 + 1.5 \times 145.66$$

$$Nu = 1373.61 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime

NU de 10% → coeff= 1.1 :

$$Nu^* = 1.1Nu$$

$$Nu = 1511 \text{ KN}$$

Tableau.25 : Descente des charges de Poteau de rive {H-1}

4. Conclusion :

Après avoir fait le prédimensionnement des éléments structuraux, et la vérification de toutes les conditions nécessaires, on adopte, pour les éléments, les sections suivantes :

Balcons	
	$e = 12 \text{ cm}$
Escaliers	
palier	$e = 15 \text{ cm}$
paillasse	$e = 15 \text{ cm}$
Poutres	
PP	$(30 \times 50) \text{ cm}^2$
PS	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$
Voiles	
RDC	$e = 20 \text{ cm}$
étages	$e = 15 \text{ cm}$
Poteaux	
RDC et étages 1, 2	$(50 \times 60) \text{ cm}^2$ $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
étages 3, 4, 5	$(45 \times 55) \text{ cm}^2$ $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
étages 6, 7, 8	$(40 \times 50) \text{ cm}^2$ $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
étage 9 et local machine	$(35 \times 45) \text{ cm}^2$ $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau.26 : Sections adopté pour les éléments

CHAPITRE 03 :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments de la structure qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance de la structure aux charges sismiques.

Cette étude se fera en suivant le cheminement suivant :

1. Calcul des sollicitations les plus défavorables.
2. Détermination de la section des aciers nécessaires pour reprendre les charges.

Remarque : se faire selon les règlements {BAEL91, CBA93, RPA99/version 2003}.

Alors : on va faire le ferrailage des élément secondaire (non structuraux) suivants :

- ♣ L'acrotère.
- ♣ Les planchers
- ♣ Les balcons
- ♣ Les escaliers
- ♣ La cage d'ascenseur

1. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé de 10 cm d'épaisseur et d'une hauteur variable.

C'est un système isostatique, sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à : → Un effort **G** dû à son poids propre.

→ Une surcharge horizontale **Q** due à la main courante.

→ Un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

Le calcul se fera pour l'acrotère le plus sollicité, alors dans notre projet on a seulement un acrotère d'une hauteur égale 0.6 m.

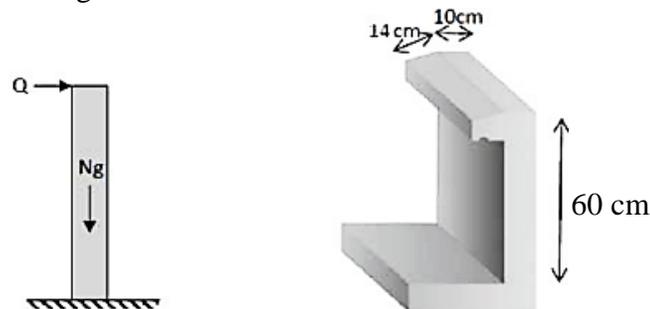


Figure.23 : Schéma statique et Coup en 3D de l'acrotère

1.1. Evaluation des charges (charge verticale) :

On a déjà fait l'évaluation des charges de l'acrotère dans le chapitre n°2.

$$G = 2.1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

1.2. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul s'effectue sur une bande de 1 ml, soumise à la flexion composée.

1.2.1. Détermination de l'effort due au séisme (charge horizontale) :

D'après le RPA 99/version2003, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule : $\rightarrow F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (Art 6.2.3)

- A : Coefficient d'accélération de zone : $\rightarrow A = 0,15$ {zone Iia, Groupe 2 (habitat)}.
- C_p : Facteur de force horizontale : $\rightarrow C_p = 0,80$ {élément en console}.
- W_p : Poids de l'acrotère : $\rightarrow W_p = 2.1$ KN/ml {avec poids d'enduit}.

Alors : $\rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.1 \rightarrow F_p = 1.01$ KN/ml $< 1,5 Q = 1,5$ KN/ml ...**C.V**

- » Donc le calcul sismique n'est pas nécessaire.
- » La fissuration est considérée préjudiciable
- » le calcul effectuera à l'ELU et à l'ELS

↳ ELU:

- ✓ Effort Normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.678 \rightarrow N_u = 2.84$ KN/ml
- ✓ Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 \rightarrow M_u = 0.9$ KN.m
- ✓ Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 \rightarrow T_u = 1.5$ KN/ml

↳ ELS:

- ✓ Effort Normal de compression : $N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 2.1$ KN/ml
- ✓ Moment fléchissant : $M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 \rightarrow M_{ser} = 0.6$ KN.m
- ✓ Effort tranchant : $T_{ser} = T_Q = Q \rightarrow T_{ser} = 1$ KN/ml

1.2.2. Calcul à ELU :

✚ Calcul de l'excentricité :

On considère la section suivante :

$$C = M_u / N_u = 0.9 / 2.835 = 0.317 \text{ m} \rightarrow C = 31.75 \text{ cm}$$

On a $C > h/6 \rightarrow \{C = 31.75 > (10/6 = 1.67)\}$ et (N_u : effort de compression)

Donc la section est partiellement comprimée.

- ♣ $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.1 = 0.09 \text{ m} \rightarrow d = 90 \text{ mm}$
- ♣ $d' = h - d = 0.1 - 0.09 = 0.01 \text{ m} \rightarrow d' = 10 \text{ mm}.$

$$M_{ua} = M_u + N_u (d-h/2) = 0.9 + 2.84 (0.09-0.05) \rightarrow M_{ua} = 1.01 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.9 \times 10^6}{10^3 \times 90^2 \times 14.16} \rightarrow \mu = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

\rightarrow Alors la section est simplement armée ($A_{sc}=0$)

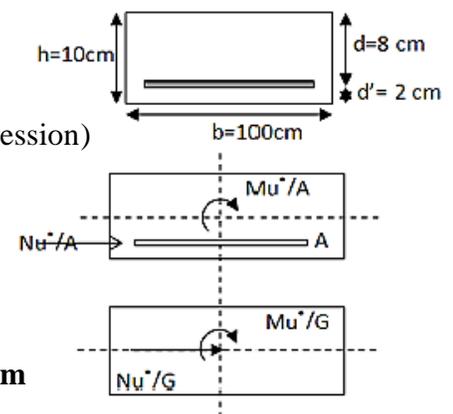


Figure.24 : Coupe transversale de l'acrotère

→ Selon le tableau de calcul à ELU on a : $\alpha = 0.009$ et $\beta = 0.9965$

$$A_{st}' = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{0.9 \times 10^6}{0.9965 \times 90 \times 348} = 28.84 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A_{st}' = 0.288 \text{ cm}^2}$$

→ Nu est un effort de compression alors :

$$A_{st} = A_{st}' - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 28.84 - \frac{2.84 \times 10^3}{201.63} = 14.8 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A_{st} = 0.148 \text{ cm}^2}$$

✚ Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10^3 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 108.7 \text{ mm}^2 \rightarrow \mathbf{A_{st_{min}} = 1.087 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = 0.148 \text{ cm}^2 < A_{st_{min}} = 1.087 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = A_{st_{min}} = 1.087 \text{ cm}^2$

✚ Espacement :

1. Armatures principales : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ → On adopte $St = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures secondaires : $St \leq 90/4 = 22.5 \text{ cm}$ → On adopte $St = 20 \text{ cm}$.

✚ Choix des barres :

On adopte : **$A_{st} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$**

Armatures de répartition : $A_{rep} = A_{st}/4 = 2.01/4 \rightarrow \mathbf{A_{rep} = 0.502 \text{ cm}^2}$

On adopte : **$A_{rep} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$**

✚ Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable : $\bar{\tau} < \min(0.1 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$

La contrainte de cisaillement ultime : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 90} \rightarrow \tau_u = 0.017 \text{ Mpa}$

→ $\tau_u < \bar{\tau} \dots \text{C.V}$

1.2.3. Vérification à ELS :

✚ Calcul de l'excentricité :

$$C = M_{ser}/N_{ser} = 0.6/2.1 = 0.286 \text{ m} \rightarrow \mathbf{C = 28.60 \text{ cm}}$$

On a $C > h/6 \rightarrow \{C = 28.60 > (10/6 = 1.67)\}$ et (Nu : effort de compression)

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Alors : } c = \frac{h}{2} - C = 5 - 28.6 \rightarrow \mathbf{c = -23.6 \text{ cm}}$$

Avec : c : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$p = -3c^2 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} \times (c - d') + \frac{90 \times A_{st}}{b} \times (d - c)$$

$$p = -3 \times (-23.6)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} \times (9 + 23.6) \rightarrow \mathbf{p = -1607.86 \text{ cm}^2}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} \times (c - d')^2 - \frac{90 \times A_{st}}{b} \times (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-23.6)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} \times (9 + 23.6)^2 \rightarrow \mathbf{q = 24272.61 \text{ cm}^3}$$

$$\hookrightarrow y_{zi}^3 - 1607.86 y_{zi} + 24272.61 = 0$$

✚ Résolution de l'équation :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (24272.61)^2 + 4 \times (-1607.86)^3 \rightarrow \Delta = -2.66 \times 10^7 < 0$$

$$\text{Alors : } \cos \varphi = \frac{3.q}{2.p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.98 \rightarrow \varphi = 168^\circ$$

$$\text{Aussi : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \rightarrow a = 46.30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } y_{21} = a \times \cos \frac{\varphi}{3} \rightarrow y_{21} = 25.89 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \rightarrow y_{22} = -46.19 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \rightarrow y_{23} = 20.30 \text{ cm}$$

y doit être positive alors on élimine y_{22} et on calcule y_{ser} :

$$y_{ser} = y_{21} + c = 25.89 - 23.60 \rightarrow y_{ser} = 2.32 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_{23} + c = 20.30 - 23.60 \rightarrow y_{ser} = -3.27 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{y_{ser}} \right\} y_{ser} = 2.32 \text{ cm}$$

✚ Calcul des contraintes :

$$S = \frac{b \times y_{ser}^2}{2} - 15A_{sc} \times (y_{ser} - d') + 15A_{st} \times (d - y_{ser}) \rightarrow S = 470.77 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S} = \frac{2.1}{470.77 \times 10^3} \rightarrow K = 0.0045 \text{ N/mm}^3$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = k \times y_{ser} = 0.0045 \times 2.32 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 0.1 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{C.V}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = 15k \times (d - y_{ser}) = 15 \times 0.0045 \times (9 - 2.32) \times 10 \rightarrow \sigma_{st} = 4.47 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} \dots \text{C.V}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Remarque : les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée ($A_{sc} = A_{st}$).

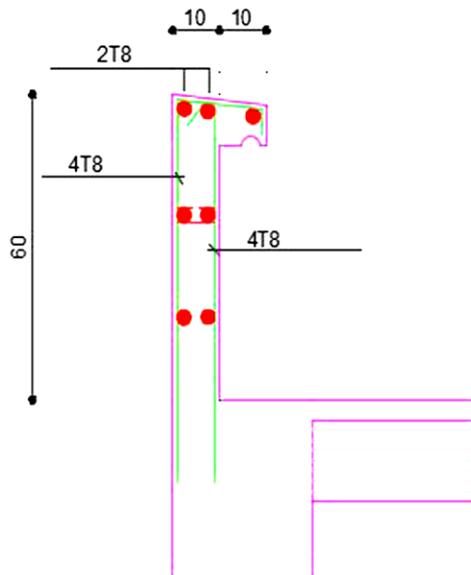


Figure.25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

2. Les planchers (en corps creux) :

On va fait le ferrailage des poutrelles ainsi que la dalle de compression.

2.1. Différents types des poutrelles :

Type 01	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>RDC.B2</p> <p>3.3 m</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Terresse.B1</p> <p>2.8 m</p> </div> </div>
Type 02	<p>3.6 m 3.7 m</p>
Type 03	<p>2.8 m 3.7 m 3.6 m</p>
Type 04	<p>3.3 m 2.9 m 3.6 m 3.7 m</p>
Type 05	<p>3.3 m 2.9 m 3.6 m 2.7 m 3.8 m</p>
Type 06	<p>3.6 m 3.3 m 2.9 m 3.6 m 3.7 m 3.8 m</p>
Type 07	<p>3.6 m 3.3 m 2.9 m 3.6 m 2.7 m 3.8 m 3.8 m</p>

2.2. Ferrailage des poutrelles :

L'étude des poutrelles s'effectue à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A. Présentation théorique de méthode forfaitaire :

La méthode ne s'applique qu'aux éléments fléchies (poutres ou dalles) calculées en flexion simple dans un seul sens remplissant les conditions suivantes :

- Les planchers sont à une charge d'exploitation **Q** modérée : $Q_{\text{étage}} \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- Les portées successives sont dans un rapport entre 0.80 et 1.25 : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} ; \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Les inerties (I_1, I_2, \dots, I_n) des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- La fissuration du béton est considérée non préjudiciable.

B. Principe de la méthode : CBA (Art B 6.2.2.1.1)

✓ **Les moments fléchissant :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \rightarrow \text{Rapport des charges}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \text{Expression du moment isostatique}$$

M_e et M_w → Moment sur appuis de gauche et de droite

M_t → Moment en travée

Alors on vérifie les formules suivantes :

$$\Leftrightarrow Mt_1 + \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right) \geq \max(1.05 ; 1 + 0.3 \times \alpha) M_0 \rightarrow \text{Formule générale}$$

$$\Leftrightarrow Mt_2 \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow \text{Expression du moment pour une travée de rive}$$

$$\Leftrightarrow Mt_2 \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \rightarrow \text{Expression pour une travée intermédiaire}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- ❖ $0.5 M_0$: pour appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ❖ $0.4 M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- ❖ $0.6 M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- ❖ $0.15 M_0$: pour les appuis de rive

✓ **Les efforts tranchants :**

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant hyperstatique est considérée égal à l'effort tranchant isostatique $V_0 = \frac{q \times l}{2}$ sauf sur le premier appui intermédiaire ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de : $\rightarrow 15\%$ pour une poutre à deux travées.

$\rightarrow 10\%$ pour une poutre à plus de deux travées.

C. Vérification des conditions de méthode forfaitaire :

\Rightarrow Si les conditions de méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on applique la méthode de caquot pour calculer les moments des poutrelles.

D. Présentation théorique de la méthode de caquot :

La méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré ; c'est une méthode de continuité simplifiée parce que le moment fléchissant sur appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

E. Principe de la méthode : CBA (Art B 6.2.2.2.1)

✓ **Les moments fléchissant :**

Charges uniformes sur les travées de gauche et de droite : q_e et q_w

Portées fictives des travées de gauche et de droite : l'_w et l'_e

$M_i \rightarrow$ Moment sur appui et $M_t \rightarrow$ Moment en travée

Alors on vérifie les formules suivantes :

$$M_i = \frac{(q_w \times l_w'^3) + (q_e \times l_e'^3)}{8.5 \times (l_w' + l_e')} \rightarrow \text{Expression du moment sur appuis}$$

$$M_t \geq 1.25 M_0 - \frac{(M_w + M_e)}{2} \rightarrow \text{Expression du moment en travées}$$

Avec : $l'_{w,e} = l \rightarrow$ pour les travées de rive

$l'_{w,e} = 0.8 l \rightarrow$ pour les travées intermédiaires

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \text{expression du moment isostatique}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l}$$

$$T_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{l}$$

Efforts tranchant sur les appuis de gauche et droite : T_w, T_e

F. La méthode classique de la R.D.M :

Pour le type qui contiens seulement une (01) poutre isostatique

✓ **Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \rightarrow \text{Moment isostatique}$$

$$M_t = M_0 \rightarrow \text{Moment en travées}$$

Remarque : $M_A = M_B = 0$ KN.m pour une poutre isostatique, mais BAEL exige des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif : $M_i = -0.15 M_0 \rightarrow$ Moment sur appui

✓ **Les efforts tranchants :**

$$V_A = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_B = -V_A$$

G. Évaluation des charges :

On calcule des charges permanentes des poutrelles pour une bande de 0.65 m.

✓ **Les charges permanentes :**

$$G_{dalle} = G_i \times 0.65 = [\text{KN/m}]$$

$$G_{poutrelle} = p \times (b \times h_{dc} + h_{cc} \times b_0) = [\text{KN/m}]$$

p [KN/m ²]	b [m]	h_{dc} [m]	h_{cc} [m]	b_0 [m]
25	0.65	0.04	0.16	0.1

$$G = G_{dalle} + G_{poutrelle} = [\text{KN/m}]$$

✓ **Les charges d'exploitations :**

$$Q = Q_{dalle} = Q_i \times 0.65 = [\text{KN/m}]$$

✓ **Combinaison des charges :**

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

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q$$

⇒ Donc on applique les formules précédentes pour calculer les moments en travée et sur appui et les efforts tranchants des tous les types des poutrelles.

- **Le sens** des poutrelles est le même sens des poutre secondaires donc leurs dispositions est selon l'axe Y.

↳ Vérification des conditions de méthode forfaitaire :

Condition 01			
Les inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité			
les sections sont constantes ...C.V			
Condition 02			
La fissuration du béton est considérée non préjudiciable			
les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment ...CV			
Condition 03			
Les planchers sont à une charge d'exploitation modérée :			
$Q_{\text{étage}} < \max(2G ; 5KN/m^2)$			
terrasse inaccessible $1 < 11.76 \dots C.V$	étage courant $1.5 < 10.4 \dots C.V$	RDC $1.5 < 10.4 \dots C.V$	
Condition 04			
Les portées successives sont dans un rapport $0.80 \leq \dots \leq 1.25$			
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} ; \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$			
Type 02	BC/AB	$0.8 \leq 1.03 \leq 1.25 \dots C.V$	Applicable
Type 03	BC/AB	$0.8 \not\leq 1.32 \not\leq 1.25 \dots C.N.V$	Non Applicable
	BC/CD	$0.8 \leq 1.03 \leq 1.25 \dots C.V$	
Type 04	BC/AB	$0.8 \leq 0.88 \leq 1.25 \dots C.V$	Applicable
	BC/CD	$0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/BC	$0.8 \leq 1.24 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/DE	$0.8 \leq 0.97 \leq 1.25 \dots C.V$	
Type 05	BC/AB	$0.8 \leq 0.88 \leq 1.25 \dots C.V$	Non Applicable
	BC/CD	$0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/BC	$0.8 \leq 1.24 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/DE	$0.8 \not\leq 1.33 \not\leq 1.25 \dots C.N.V$	
	DE/CD	$0.8 \not\leq 0.75 \not\leq 1.25 \dots C.N.V$	
Type 06	BC/AB	$0.8 \leq 0.92 \leq 1.25 \dots C.V$	Applicable
	BC/CD	$0.8 \leq 1.14 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/BC	$0.8 \leq 0.88 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/DE	$0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \dots C.V$	
	DE/CD	$0.8 \leq 1.24 \leq 1.25 \dots C.V$	
	DE/EF	$0.8 \leq 0.97 \leq 1.25 \dots C.V$	
Type 07	BC/AB	$0.8 \leq 0.92 \leq 1.25 \dots C.V$	Non Applicable
	BC/CD	$0.8 \leq 1.14 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/BC	$0.8 \leq 0.88 \leq 1.25 \dots C.V$	
	CD/DE	$0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \dots C.V$	
	DE/CD	$0.8 \leq 1.24 \leq 1.25 \dots C.V$	
	DE/EF	$0.8 \not\leq 1.33 \not\leq 1.25 \dots C.N.V$	
	EF/DE	$0.8 \not\leq 0.75 \not\leq 1.25 \dots C.N.V$	
	EF/FG	$0.8 \not\leq 0.71 \not\leq 1.25 \dots C.N.V$	
Type 01	Ce type est une poutre isostatique, le calcul se fera par la méthode classique de la R.D.M		

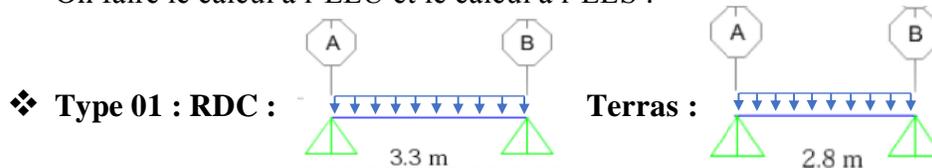
↳ Évaluation des charges :

Elément	Les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q						ELU	ELS
	Gi [KN/m ²]	Qi [KN/m ²]	Gdalle [KN/m]	Gpoutrelle [KN/m]	G [KN/m]	Q [KN/m]	Qu [KN/m]	Qser [KN/m]
terrasse inaccessible	5.88	1	3.82	1.05	4.87	0.65	7.55	5.52
étage courant	5.2	1.5	3.38	1.05	4.43	0.98	7.44	5.41
RDC	5.2	1.5	3.38	1.05	4.43	0.98	7.44	5.41

Tableau.27 : Évaluation des charges

↳ Calcul des sollicitations :

On faire le calcul à l'ELU et le calcul à l'ELS :



Ce type est une poutre isostatique, le calcul se fera par la méthode classique de la R.D.M.

Calculé à l'ELU :

	Moment isostatique	Moments sur appuis		Moment en travée	Efforts tranchants	
	M0 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MAB [KN.m]	VA [KN]	VB [KN]
RDC	10.13	-1.52	-1.52	10.13	12.28	-12.28
terras inaccessible	7.40	-1.11	-1.11	7.40	10.57	-10.57

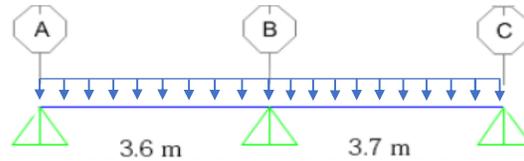
Calculé à l'ELS :

	Moment isostatique	Moments sur appuis		Moment en travée	Efforts tranchants	
	M0 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MAB [KN.m]	VA [KN]	VB [KN]
RDC	7.36	-1.10	-1.10	7.36	8.92	-8.92
terras inaccessible	5.41	-0.81	-0.81	5.41	7.73	-7.73

Tableau.28 : Calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS {type 01}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

❖ Type 02 :



Dans ce type la méthode forfaitaire est applicable.

✓ Plancher terrasse inaccessible

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique		Moments sur appuis			Moments en travées					
AB	BC	Rive	Intermédiaire	Rive	Travée AB		Travée BC			
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	
12.23	12.92	-1.94	-7.75	-1.94	0.145	Mt1 ≥ 8	Mt2 ≥ 7.61	Mt1 ≥ 8.72	Mt2 ≥ 8.04	
Alors on prend le max pour chaque travée →						Mt = 8 KN.m		Mt = 8.72 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Alors on prend le max →	Vmax = 16.07 KN
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]		
13.59	-15.63	16.07	-13.97		

On conclure :

Moment max sur appui de rive →	Mrmax = -1.94 KN.m	1.94
Moment max sur appui intermédiaire →	Mimax = -7.75 KN.m	
Moment max en travée →	Mtmax = 8.72 KN.m	8.72
Effort tranchant max →	Vmax = 16.07 KN	

Tableau.29 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 02}

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique		Moments sur appuis			Moments en travées					
AB	BC	Rive	Intermédiaire	Rive	Travée AB		Travée BC			
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	
8.95	9.45	-1.42	-5.67	-1.42	0.145	Mt1 ≥ 5.85	Mt2 ≥ 5.56	Mt1 ≥ 6.38	Mt2 ≥ 5.88	
Alors on prend le max pour chaque travée →						Mt = 5.85 KN.m		Mt = 6.38 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Alors on prend le max →	Vmax = 11.75 KN
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]		
9.94	-11.43	11.75	-10.22		

On conclure :

Moment max sur appui de rive →	Mrmax = -1.42 KN.m	1.42
Moment max sur appui intermédiaire →	Mimax = -5.67 KN.m	
Moment max en travée →	Mtmax = 6.38 KN.m	6.38
Effort tranchant max →	Vmax = 11.75 KN	

Tableau.30 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 02}

✓ Plancher étage courant

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique		Moments sur appuis			Moments en travées				
AB	BC	Rive	Intermédiaire	Rive	Travée AB		Travée BC		
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
12.06	12.74	-1.91	-7.64	-1.91	0.224	Mt1 ≥ 7.88	Mt2 ≥ 7.64	Mt1 ≥ 8.6	Mt2 ≥ 8.07
Alors on prend le max pour chaque travée →						Mt = 7.88 KN.m		Mt = 8.6 KN.m	

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Alors on prend le max →	Vmax = 15.83 KN
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]		
13.40	-15.41	15.83	-13.77		

On conclure :

	Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.91$ KN.m	-1.91
	Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -7.64$ KN.m	-7.64
	Moment max en travée → $M_{tmax} = 8.6$ KN.m	8.6
	Effort tranchant max → $V_{max} = 15.83$ KN	15.83

Tableau.31 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELU {type 02}

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique		Moments sur appuis			Moments en travées				
AB	BC	Rive	Intermédiaire	Rive	Travée AB		Travée BC		
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
8.76	9.25	-1.39	-5.55	-1.39	0.224	Mt1 ≥ 5.73	Mt2 ≥ 5.55	Mt1 ≥ 6.24	Mt2 ≥ 5.86
Alors on prend le max pour chaque travée →						Mt = 5.73 KN.m		Mt = 6.24 KN.m	

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Alors on prend le max →	Vmax = 11.5 KN
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]		
9.73	-11.19	11.50	-10.00		

On conclure :

	Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.39$ KN.m	-1.39
	Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -5.55$ KN.m	-5.55
	Moment max en travée → $M_{tmax} = 6.24$ KN.m	6.24
	Effort tranchant max → $V_{max} = 11.5$ KN	11.5

Tableau.32 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELS {type 02}

✓ Plancher RDC

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique		Moments sur appuis			Moments en travées				
AB	BC	Rive	Intermédiaire	Rive	Travée AB		Travée BC		
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
12.06	12.74	-1.91	-7.64	-1.91	0.224	Mt1 ≥ 7.88	Mt2 ≥ 7.64	Mt1 ≥ 8.6	Mt2 ≥ 8.07
Alors on prend le max pour chaque travée →						Mt = 7.88 KN.m	Mt = 8.6 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Alors on prend le max →	Vmax = 15.83 KN
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]		
13.40	-15.41	15.83	-13.77		

On conclure :

	Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.91$ KN.m	
	Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -7.64$ KN.m	
	Moment max en travée → $M_{tmax} = 8.6$ KN.m	
	Effort tranchant max → $V_{max} = 15.83$ KN	

Tableau.33 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELU {type 02}

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique		Moments sur appuis			Moments en travées				
AB	BC	Rive	Intermédiaire	Rive	Travée AB		Travée BC		
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
8.76	9.25	-1.39	-5.55	-1.39	0.224	Mt1 ≥ 5.73	Mt2 ≥ 5.55	Mt1 ≥ 6.24	Mt2 ≥ 5.86
Alors on prend le max pour chaque travée →						Mt = 5.73 KN.m	Mt = 6.24 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

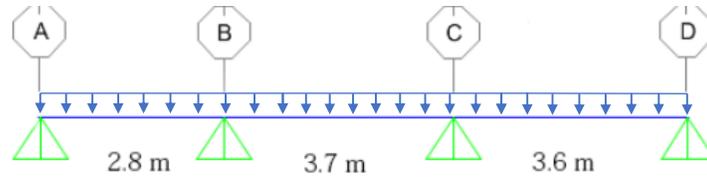
Travée AB		Travée BC		Alors on prend le max →	Vmax = 11.5 KN
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]		
9.73	-11.19	11.50	-10.00		

On conclure :

	Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.39$ KN.m	
	Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -5.55$ KN.m	
	Moment max en travée → $M_{tmax} = 6.24$ KN.m	
	Effort tranchant max → $V_{max} = 11.5$ KN	

Tableau.34 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELS {type 02}

❖ **Type 03 :**



Dans ce type on applique la méthode de Caquot car forfaitaire est non applicable.

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Moments							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.55	2.8	2.8	7.40	A	-2.09	4.51
BC		3.7	2.96	12.92	B	-7.39	
CD		3.6	3.6	12.23	C	-9.83	7.55
					D	-3.45	
					Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -3.45$ KN.m		
					Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -9.83$ KN.m		
					Moment max en travée → $M_{tmax} = 8.65$ KN.m		

Tableau.35 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 03}

Efforts tranchants							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	7.55	2.8	10.57	7.92	-13.22	16.78	-15.19
BC		3.7	13.97	12.75	-15.19		
CD		3.6	13.59	16.78	-10.41		
					Effort tranchant max → $T_{max} = 16.78$ KN		

Tableau.36 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 03}

Moments							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.52	2.8	2.8	5.41	A	-1.53	3.30
BC		3.7	2.96	9.45	B	-5.40	
CD		3.6	3.6	8.95	C	-7.19	5.52
					D	-2.53	
					Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.53$ KN.m		
					Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -7.19$ KN.m		
					Moment max en travée → $M_{tmax} = 6.32$ KN.m		

Tableau.37 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 03}

Efforts tranchants							
Traveé	Q ^{ser} [KN/m]	l [m]	T ₀ [KN]	T _w [KN]	T _e [KN]	Efforts max	
						T _w [KN]	T _e [KN]
AB	5.52	2.8	7.73	5.79	-9.67	12.27	-11.11
BC		3.7	10.22	9.32	-11.11		
CD		3.6	9.94	12.27	-7.61		

Effort tranchant max → T_{max} = 12.27 KN

Tableau.38 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 03}

✓ **Plancher étage courant**

Moments							
Traveé	Q _u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M ₀ [KN.m]	Appui	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]
AB	7.44	2.8	2.8	7.29	A	-2.06	4.45
BC		3.7	2.96	12.74	B	-7.28	
CD		3.6	3.6	12.06	C	-9.69	8.53
					D	-3.40	

Moment max sur appui de rive → M_{rmax} = -3.4 KN.m
 Moment max sur appui intermédiaire → M_{imax} = -9.69 KN.m
 Moment max en travée → M_{tmax} = 8.53 KN.m

Tableau.39 : Moments de plancher étage courant à l'ELU {type 03}

Efforts tranchants							
Traveé	Q _u [KN/m]	l [m]	T ₀ [KN]	T _w [KN]	T _e [KN]	Efforts max	
						T _w [KN]	T _e [KN]
AB	7.44	2.8	10.42	7.81	-13.03	16.54	-14.97
BC		3.7	13.77	12.56	-14.97		
CD		3.6	13.40	16.54	-10.25		

Effort tranchant max → T_{max} = 16.54 KN

Tableau.40 : Efforts de plancher étage courant à l'ELU {type 03}

Moments							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.41	2.8	2.8	5.30	A	-1.50	3.23
BC		3.7	2.96	9.25	B	-5.29	
CD		3.6	3.6	8.76	C	-7.04	6.19
					D	-2.47	
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.47$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -7.04$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 6.19$ KN.m							

Tableau.41 : Moments de plancher étage courant à l'ELS {type 03}

Efforts tranchants							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	5.41	2.8	7.57	5.67	-9.46	12.01	-10.87
BC		3.7	10.00	9.12	-10.87		
CD		3.6	9.73	12.01	-7.45		
Effort tranchant max → $T_{max} = 12.01$ KN							

Tableau.42 : Efforts de plancher étage courant à l'ELS {type 03}

✓ **Plancher RDC**

Moments							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.44	2.8	2.8	7.29	A	-2.06	4.45
BC		3.7	2.96	12.74	B	-7.28	
CD		3.6	3.6	12.06	C	-9.69	8.53
					D	-3.40	
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -3.4$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -9.69$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 8.53$ KN.m							

Tableau.43 : Moments de plancher RDC à l'ELU {type 03}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Efforts tranchants							
Traveé	q _u [KN/m]	l [m]	T ₀ [KN]	T _w [KN]	T _e [KN]	Efforts max	
						T _w [KN]	T _e [KN]
AB	7.44	2.8	10.42	7.81	-13.03	16.54	-14.97
BC		3.7	13.77	12.56	-14.97		
CD		3.6	13.40	16.54	-10.25		

Effort tranchant max → **T_{max} = 16.54 KN**

Tableau.44 : Efforts de plancher RDC à l'ELU {type 03}

Moments							
Traveé	q _{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M ₀ [KN.m]	Appui	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]
AB	5.41	2.8	2.8	5.30	A	-1.50	3.23
					B	-5.29	
BC		3.7	2.96	9.25	C	-7.04	5.40
CD					3.6	3.6	

Moment max sur appui de rive → **M_{rmax} = -2.47 KN.m**
 Moment max sur appui intermédiaire → **M_{imax} = -7.04 KN.m**
 Moment max en travée → **M_{tmax} = 6.19 KN.m**

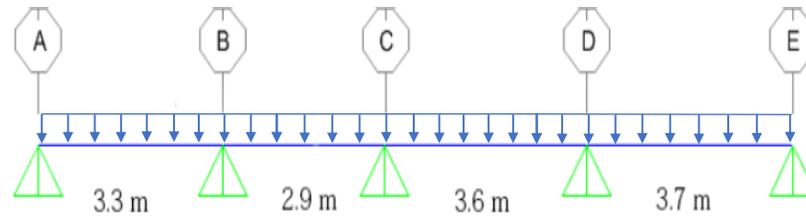
Tableau.45 : Moments de plancher RDC à l'ELS {type 03}

Efforts tranchants							
Traveé	q _{ser} [KN/m]	l [m]	T ₀ [KN]	T _w [KN]	T _e [KN]	Efforts max	
						T _w [KN]	T _e [KN]
AB	5.41	2.8	7.57	5.67	-9.46	12.01	-10.87
BC		3.7	10.00	9.12	-10.87		
CD		3.6	9.73	12.01	-7.45		

Effort tranchant max → **T_{max} = 12.01 KN**

Tableau.46 : Efforts de plancher RDC à l'ELS {type 03}

❖ **Type 04 :**



Dans ce type la méthode forfaitaire est applicable.

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique				Moments sur appuis				
AB	BC	CD	DE	Rive	Intermédiaire			Rive
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]
10.28	7.94	12.23	12.92	-1.94	-5.14	-4.89	-6.46	-1.94
Moments en travées								
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.145	Mt1 ≥ 7.26	Mt2 ≥ 6.39	Mt1 ≥ 3.32	Mt2 ≥ 4.14	Mt1 ≥ 7.17	Mt2 ≥ 6.38	Mt1 ≥ 9.37	Mt2 ≥ 8.04
Mt = 7.26 KN.m		Mt = 4.14 KN.m		Mt = 7.17 KN.m		Mt = 9.37 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]
12.46	-14.33	12.59	-12.59	15.63	-15.63	16.07	-13.97

On conclure :

Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.94 \text{ KN.m}$
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -6.46 \text{ KN.m}$
Moment max en travée → $M_{tmax} = 9.37 \text{ KN.m}$
Effort tranchant max → $V_{max} = 16.07 \text{ KN}$

Tableau.47 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 04}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique				Moments sur appuis				
AB	BC	CD	DE	Rive	Intermédiaire			Rive
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]
7.52	5.81	8.95	9.45	-1.42	-3.76	-3.58	-4.72	-1.42
Moments en travées								
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.145	Mt1 \geq 5.3	Mt2 \geq 4.67	Mt1 \geq 2.43	Mt2 \geq 3.03	Mt1 \geq 5.24	Mt2 \geq 4.67	Mt1 \geq 6.85	Mt2 \geq 5.88
Mt = 5.3 KN.m		Mt = 3.03 KN.m		Mt = 5.24 KN.m		Mt = 6.85 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]
9.11	-10.48	9.21	-9.21	11.43	-11.43	11.75	-10.22

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.42$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -4.72$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 6.85$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 11.75$ KN

Tableau.48 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 04}

✓ Plancher étage courant

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique				Moments sur appuis				
AB	BC	CD	DE	Rive	Intermédiaire			Rive
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]
10.13	7.82	12.06	12.74	-1.91	-5.07	-4.82	-6.37	-1.91
Moments en travées								
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 \geq 7.15	Mt2 \geq 6.42	Mt1 \geq 3.27	Mt2 \geq 4.17	Mt1 \geq 7.06	Mt2 \geq 6.43	Mt1 \geq 9.23	Mt2 \geq 8.07
Mt = 7.15 KN.m		Mt = 4.17 KN.m		Mt = 7.06 KN.m		Mt = 9.23 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]
12.28	-14.12	12.41	-12.41	15.41	-15.41	15.83	-13.77

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.91$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -6.37$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 9.23$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 15.83$ KN

Tableau.49 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELU {type 04}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique				Moments sur appuis				
AB	BC	CD	DE	Rive	Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]
7.36	5.68	8.76	9.25	-1.39	-3.68	-3.50	-4.62	-1.39
Moments en travées								
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 \geq 5.19	Mt2 \geq 4.66	Mt1 \geq 2.38	Mt2 \geq 3.03	Mt1 \geq 5.13	Mt2 \geq 4.67	Mt1 \geq 6.71	Mt2 \geq 5.86
Mt = 5.19 KN.m		Mt = 3.03 KN.m		Mt = 5.13 KN.m		Mt = 6.71 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]
8.92	-10.26	9.01	-9.01	11.19	-11.19	11.50	-10.00

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.39$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -4.62$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 6.71$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 11.5$ KN

Tableau.50 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELS {type 04}

✓ Plancher RDC

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique				Moments sur appuis				
AB	BC	CD	DE	Rive	Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]
10.13	7.82	12.06	12.74	-1.91	-5.07	-4.82	-6.37	-1.91
Moments en travées								
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 \geq 7.15	Mt2 \geq 6.42	Mt1 \geq 3.27	Mt2 \geq 4.17	Mt1 \geq 7.06	Mt2 \geq 6.43	Mt1 \geq 9.23	Mt2 \geq 8.07
Mt = 7.15 KN.m		Mt = 4.17 KN.m		Mt = 7.06 KN.m		Mt = 9.23 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]
12.28	-14.12	12.41	-12.41	15.41	-15.41	15.83	-13.77

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.91$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -6.37$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 9.23$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 15.83$ KN

Tableau.51 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELU {type 04}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique				Moments sur appuis				
AB	BC	CD	DE	Rive	Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]
7.36	5.68	8.76	9.25	-1.39	-3.68	-3.50	-4.62	-1.39
Moments en travées								
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 \geq 5.19	Mt2 \geq 4.66	Mt1 \geq 2.38	Mt2 \geq 3.03	Mt1 \geq 5.13	Mt2 \geq 4.67	Mt1 \geq 6.71	Mt2 \geq 5.86
Mt = 5.19 KN.m		Mt = 3.03 KN.m		Mt = 5.13 KN.m		Mt = 6.71 KN.m		

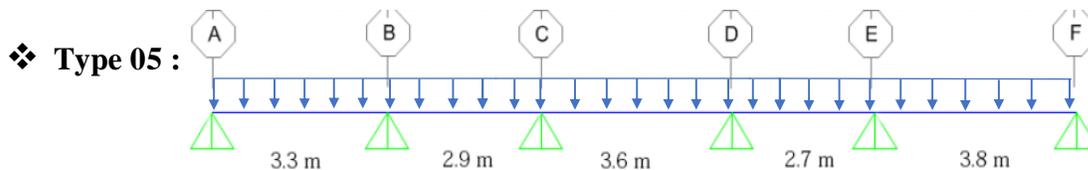
Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]
8.92	-10.26	9.01	-9.01	11.19	-11.19	11.50	-10.00

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.39$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -4.62$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 6.71$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 11.5$ KN

Tableau.52 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELS {type 04}



Dans ce type on applique la méthode de Caquot car forfaitaire est non applicable.

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Moments							
Travée	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.55	3.3	3.3	10.28	A	-2.90	7.57
BC		2.9	2.32	7.94	B	-7.66	
CD		3.6	2.88	12.23	C	-6.22	9.19
DE		2.7	2.16	6.88	D	-5.99	
EF		3.8	3.8	13.63	E	-9.68	10.27
					F	-3.85	
Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -3.85$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -9.68$ KN.m							
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 10.27$ KN.m							

Tableau.53 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 05}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Efforts tranchants							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	7.55	3.3	12.46	10.08	-14.84	17.27	-14.84
BC		2.9	10.95	11.67	-10.23		
CD		3.6	13.59	13.71	-13.48		
DE		2.7	10.20	8.35	-12.04		
EF		3.8	14.35	17.27	-11.43		
Effort tranchant max → $T_{max} = 17.27$ KN							

Tableau.54 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 05}

Moments							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.52	3.3	3.3	7.52	A	-2.12	5.54
					B	-5.60	
BC		2.9	2.32	5.81	C	-4.54	2.19
CD		3.6	2.88	8.95	D	-4.38	6.72
DE		2.7	2.16	5.03	E	-7.08	0.56
EF		3.8	3.8	9.97	F	-2.81	7.51
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.81$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -7.08$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 7.51$ KN.m							

Tableau.55 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 05}

Efforts tranchants							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	5.52	3.3	9.11	7.37	-10.85	12.62	-10.85
BC		2.9	8.01	8.53	-7.48		
CD		3.6	9.94	10.02	-9.86		
DE		2.7	7.45	6.10	-8.81		
EF		3.8	10.49	12.62	-8.36		
Effort tranchant max → $T_{max} = 12.62$ KN							

Tableau.56 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 05}

✓ Plancher étage courant

Moments							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.44	3.3	3.3	10.13	A	-2.86	7.46
BC		2.9	2.32	7.82	B	-7.54	
CD		3.6	2.88	12.06	C	-6.13	2.95
DE		2.7	2.16	6.78	D	-5.90	9.06
EF		3.8	3.8	13.43	E	-9.54	0.76
					F	-3.79	
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -3.79$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -9.54$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 10.13$ KN.m							

Tableau.57 : Moments de plancher étage courant à l'ELU {type 05}

Efforts tranchants							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	7.44	3.3	12.28	9.94	-14.62	17.02	-14.62
BC		2.9	10.79	11.50	-10.08		
CD		3.6	13.40	13.51	-13.29		
DE		2.7	10.05	8.23	-11.87		
EF		3.8	14.14	17.02	-11.27		
Effort tranchant max → $T_{max} = 17.02$ KN							

Tableau.58 : Efforts de plancher étage courant à l'ELU {type 05}

Moments							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.41	3.3	3.3	7.36	A	-2.08	5.42
BC		2.9	2.32	5.68	B	-5.48	
CD		3.6	2.88	8.76	C	-4.45	2.14
DE		2.7	2.16	4.93	D	-4.29	6.58
EF		3.8	3.8	9.76	E	-6.93	0.55
					F	-2.75	
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.75$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -6.93$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 7.35$ KN.m							

Tableau.59 : Moments de plancher étage courant à l'ELS {type 05}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Efforts tranchants							
Traveé	Q _{ser} [KN/m]	l [m]	T ₀ [KN]	T _w [KN]	T _e [KN]	Efforts max	
						T _w [KN]	T _e [KN]
AB	5.41	3.3	8.92	7.22	-10.62	12.36	-10.62
BC		2.9	7.84	8.35	-7.32		
CD		3.6	9.73	9.81	-9.65		
DE		2.7	7.30	5.97	-8.62		
EF		3.8	10.27	12.36	-8.18		
Effort tranchant max → T _{max} = 12.36 KN							

Tableau.60 : Efforts de plancher étage courant à l'ELS {type 05}

✓ Plancher RDC

Moments							
Traveé	q _u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M ₀ [KN.m]	Appui	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]
AB	7.44	3.3	3.3	10.13	A	-2.86	7.46
					B	-7.54	
BC		2.9	2.32	7.82	C	-6.13	2.95
					D	-5.90	
CD		3.6	2.88	12.06	E	-9.54	9.06
					F	-3.79	
DE	2.7	2.16	6.78			0.76	
EF	3.8	3.8	13.43			10.13	
Moment max sur appui de rive → M _{rmax} = -3.79 KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → M _{imax} = -9.54 KN.m							
Moment max en travée → M _{tmax} = 10.13 KN.m							

Tableau.61 : Moments de plancher RDC à l'ELU {type 05}

Efforts tranchants							
Traveé	q _u [KN/m]	l [m]	T ₀ [KN]	T _w [KN]	T _e [KN]	Efforts max	
						T _w [KN]	T _e [KN]
AB	7.44	3.3	12.28	9.94	-14.62	17.02	-14.62
BC		2.9	10.79	11.50	-10.08		
CD		3.6	13.40	13.51	-13.29		
DE		2.7	10.05	8.23	-11.87		
EF		3.8	14.14	17.02	-11.27		
Effort tranchant max → T _{max} = 17.02 KN							

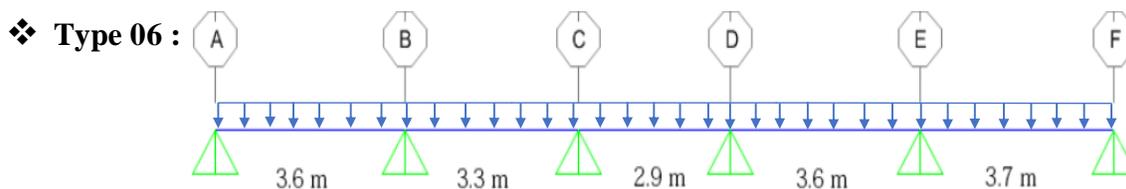
Tableau.62 : Efforts de plancher RDC à l'ELU {type 05}

Moments							
Travée	Q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.41	3.3	3.3	7.36	A	-2.08	5.42
BC		2.9	2.32	5.68	B	-5.48	
CD		3.6	2.88	8.76	C	-4.45	2.14
DE		2.7	2.16	4.93	D	-4.29	6.58
EF		3.8	3.8	9.76	E	-6.93	0.55
					F	-2.75	7.35
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.75$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -6.93$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 7.35$ KN.m							

Tableau.63 : Moments de plancher RDC à l'ELS {type 05}

Efforts tranchants							
Travée	Q_{ser} [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	5.41	3.3	8.92	7.22	-10.62	12.36	-10.62
BC		2.9	7.84	8.35	-7.32		
CD		3.6	9.73	9.81	-9.65		
DE		2.7	7.30	5.97	-8.62		
EF		3.8	10.27	12.36	-8.18		
Effort tranchant max → $T_{max} = 12.36$ KN							

Tableau.64 : Efforts de plancher RDC à l'ELS {type 05}



Dans ce type la méthode forfaitaire est applicable.

✓ Plancher terrasse inaccessible

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique					Moments sur appuis					
AB	BC	CD	DE	EF	Rive		Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	M05 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]	MF [KN.m]
12.23	10.28	7.94	12.23	12.92	-1.94	-6.12	-4.11	-6.12	-6.46	-1.94
Moments en travées										
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.145	Mt1 \geq 8.82	Mt2 \geq 7.61	Mt1 \geq 5.68	Mt2 \geq 5.36	Mt1 \geq 3.22	Mt2 \geq 4.14	Mt1 \geq 6.56	Mt2 \geq 6.38	Mt1 \geq 9.37	Mt2 \geq 8.04
	Mt = 8.82 KN.m		Mt = 5.68 KN.m		Mt = 4.14 KN.m		Mt = 6.56 KN.m		Mt = 9.37 KN.m	

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]	VD [KN]	VE [KN]
13.59	-15.63	14.33	-14.33	12.59	-12.59	15.63	-15.63	16.07	-13.97

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.94$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -6.46$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 9.37$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 16.07$ KN

Tableau.65 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 06}

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique					Moments sur appuis					
AB	BC	CD	DE	EF	Rive		Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	M05 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]	MF [KN.m]
8.95	7.52	5.81	8.95	9.45	-1.42	-4.47	-3.01	-4.47	-4.72	-1.42
Moments en travées										
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.145	Mt1 \geq 6.45	Mt2 \geq 5.56	Mt1 \geq 4.15	Mt2 \geq 3.92	Mt1 \geq 2.36	Mt2 \geq 3.03	Mt1 \geq 4.79	Mt2 \geq 4.67	Mt1 \geq 6.85	Mt2 \geq 5.88
	Mt = 6.45 KN.m		Mt = 4.15 KN.m		Mt = 3.03 KN.m		Mt = 4.79 KN.m		Mt = 6.85 KN.m	

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]	VD [KN]	VE [KN]
9.94	-11.43	10.48	-10.48	9.21	-9.21	11.43	-11.43	11.75	-10.22

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.42$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -4.72$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 6.85$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 11.75$ KN

Tableau.66 : Sollicitations de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 06}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

✓ Plancher étage courant

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique					Moments sur appuis					
AB	BC	CD	DE	EF	Rive		Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	M05 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]	MF [KN.m]
12.06	10.13	7.82	12.06	12.74	-1.91	-6.03	-4.05	-6.03	-6.37	-1.91
Moments en travées										
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 \geq 8.69	Mt2 \geq 7.64	Mt1 \geq 5.6	Mt2 \geq 5.41	Mt1 \geq 3.17	Mt2 \geq 4.17	Mt1 \geq 6.46	Mt2 \geq 6.43	Mt1 \geq 9.23	Mt2 \geq 8.07
	Mt = 8.69 KN.m		Mt = 5.6 KN.m		Mt = 4.17 KN.m		Mt = 6.46 KN.m		Mt = 9.23 KN.m	

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]	VD [KN]	VE [KN]
13.40	-15.41	14.12	-14.12	12.41	-12.41	15.41	-15.41	15.83	-13.77

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.91$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -6.37$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 9.23$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 15.83$ KN

Tableau.67 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELU {type 06}

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique					Moments sur appuis					
AB	BC	CD	DE	EF	Rive		Intermédiaire		Rive	
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	M05 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]	MF [KN.m]
8.76	7.36	5.68	8.76	9.25	-1.39	-4.38	-2.94	-4.38	-4.62	-1.39
Moments en travées										
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 \geq 6.31	Mt2 \geq 5.55	Mt1 \geq 4.06	Mt2 \geq 3.93	Mt1 \geq 2.31	Mt2 \geq 3.03	Mt1 \geq 4.69	Mt2 \geq 4.67	Mt1 \geq 6.71	Mt2 \geq 5.86
	Mt = 6.31 KN.m		Mt = 4.06 KN.m		Mt = 3.03 KN.m		Mt = 4.69 KN.m		Mt = 6.71 KN.m	

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]	VD [KN]	VE [KN]
9.73	-11.19	10.26	-10.26	9.01	-9.01	11.19	-11.19	11.50	-10.00

On conclure :

Moment max sur appui de rive \rightarrow $M_{rmax} = -1.39$ KN.m
Moment max sur appui intermédiaire \rightarrow $M_{imax} = -4.62$ KN.m
Moment max en travée \rightarrow $M_{tmax} = 6.71$ KN.m
Effort tranchant max \rightarrow $V_{max} = 11.5$ KN

Tableau.68 : Sollicitations de plancher étage courant à l'ELS {type 06}

✓ Plancher RDC

Calcul des moments à l'ELU

Moment isostatatique					Moments sur appuis					
AB	BC	CD	DE	EF	Rive		Intermédiaire			Rive
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	M05 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]	MF [KN.m]
12.06	10.13	7.82	12.06	12.74	-1.91	-6.03	-4.05	-6.03	-6.37	-1.91
Moments en travées										
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 ≥ 8.69	Mt2 ≥ 7.64	Mt1 ≥ 5.6	Mt2 ≥ 5.41	Mt1 ≥ 3.17	Mt2 ≥ 4.17	Mt1 ≥ 6.46	Mt2 ≥ 6.43	Mt1 ≥ 9.23	Mt2 ≥ 8.07
Mt = 8.69 KN.m		Mt = 5.6 KN.m		Mt = 4.17 KN.m		Mt = 6.46 KN.m		Mt = 9.23 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELU

Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]	VD [KN]	VE [KN]
13.40	-15.41	14.12	-14.12	12.41	-12.41	15.41	-15.41	15.83	-13.77

On conclure :

Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.91 \text{ KN.m}$
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -6.37 \text{ KN.m}$
Moment max en travée → $M_{tmax} = 9.23 \text{ KN.m}$
Effort tranchant max → $V_{max} = 15.83 \text{ KN}$

Tableau.69 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELU { type 06 }

Calcul des moments à l'ELS

Moment isostatatique					Moments sur appuis					
AB	BC	CD	DE	EF	Rive		Intermédiaire			Rive
M01 [KN.m]	M02 [KN.m]	M03 [KN.m]	M04 [KN.m]	M05 [KN.m]	MA [KN.m]	MB [KN.m]	MC [KN.m]	MD [KN.m]	ME [KN.m]	MF [KN.m]
8.76	7.36	5.68	8.76	9.25	-1.39	-4.38	-2.94	-4.38	-4.62	-1.39
Moments en travées										
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF		
α	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]	Mt1 [KN.m]	Mt2 [KN.m]
0.224	Mt1 ≥ 6.31	Mt2 ≥ 5.55	Mt1 ≥ 4.06	Mt2 ≥ 3.93	Mt1 ≥ 2.31	Mt2 ≥ 3.03	Mt1 ≥ 4.69	Mt2 ≥ 4.67	Mt1 ≥ 6.71	Mt2 ≥ 5.86
Mt = 6.31 KN.m		Mt = 4.06 KN.m		Mt = 3.03 KN.m		Mt = 4.69 KN.m		Mt = 6.71 KN.m		

Calcul des efforts tranchants à l'ELS

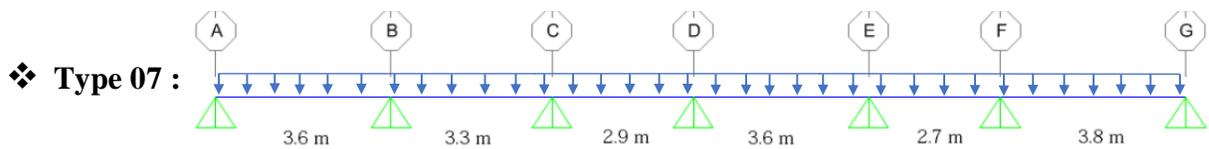
Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
VA [KN]	VB [KN]	VB [KN]	VC [KN]	VC [KN]	VD [KN]	VD [KN]	VE [KN]	VD [KN]	VE [KN]
9.73	-11.19	10.26	-10.26	9.01	-9.01	11.19	-11.19	11.50	-10.00

On conclure :

Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -1.39 \text{ KN.m}$
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -4.62 \text{ KN.m}$
Moment max en travée → $M_{tmax} = 6.71 \text{ KN.m}$
Effort tranchant max → $V_{max} = 11.5 \text{ KN}$

Tableau.70 : Sollicitations de plancher RDC à l'ELS { type 06 }

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES



Dans ce type on applique la méthode de Caquot car forfaitaire est non applicable.

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Moments							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.55	3.6	3.6	12.23	A	-3.45	8.93
BC		3.3	2.64	10.28	B	-9.26	
CD		2.9	2.32	7.94	C	-5.53	4.05
DE		3.6	2.88	12.23	D	-6.22	
EF		2.7	2.16	6.88	E	-5.99	0.77
FG		3.80	3.80	13.63	F	-9.68	
						G	-3.85
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -3.85$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -9.68$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 10.27$ KN.m							

Tableau.71 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 07}

Efforts tranchants							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	7.55	3.6	13.59	10.69	-16.50	17.27	-16.50
BC		3.3	12.46	14.33	-10.60		
CD		2.9	10.95	10.61	-11.29		
DE		3.6	13.59	13.71	-13.48		
EF		2.7	10.20	8.35	-12.04		
FG		3.8	14.35	17.27	-11.43		
Effort tranchant max → $T_{max} = 17.27$ KN							

Tableau.72 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELU {type 07}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Moments								
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	
AB	5.52	3.6	3.6	8.95	A	-2.53	6.53	
BC		3.3	2.64	7.52	B	-6.77		
CD		2.9	2.32	5.81	C	-4.05	2.96	
DE		3.6	2.88	8.95	D	-4.54		
EF		2.7	2.16	5.03	E	-4.38	0.56	
FG		3.80	3.80	9.97	F	-7.08		
						G	-2.81	7.51
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.81$ KN.m								
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -7.08$ KN.m								
Moment max en travée → $M_{tmax} = 7.51$ KN.m								

Tableau.73 : Moments de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 07}

Efforts tranchants							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	5.52	3.6	9.94	7.82	-12.06	12.62	-12.06
BC		3.3	9.11	10.48	-7.75		
CD		2.9	8.01	7.76	-8.26		
DE		3.6	9.94	10.02	-9.86		
EF		2.7	7.45	6.10	-8.81		
FG		3.8	10.49	12.62	-8.36		
Effort tranchant max → $T_{max} = 12.62$ KN							

Tableau.74 : Efforts de plancher terrasse inaccessible à l'ELS {type 07}

✓ Plancher étage courant

Moments							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.44	3.6	3.6	12.06	A	-3.40	8.81
BC		3.3	2.64	10.13	B	-9.13	
CD		2.9	2.32	7.82	C	-5.45	5.37
DE		3.6	2.88	12.06	D	-6.13	3.99
EF		2.7	2.16	6.78	E	-5.90	9.06
FG		3.80	3.80	13.43	F	-9.54	0.76
					G	-3.79	10.13
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -3.79$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -9.54$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 10.13$ KN.m							

Tableau.75 : Moments de plancher étage courant à l'ELU {type 07}

Efforts tranchants							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	7.44	3.6	13.40	10.54	-16.26	17.02	-16.26
BC		3.3	12.28	14.12	-10.44		
CD		2.9	10.79	10.46	-11.13		
DE		3.6	13.40	13.51	-13.29		
EF		2.7	10.05	8.23	-11.87		
FG		3.8	14.14	17.02	-11.27		
Effort tranchant max → $T_{max} = 17.02$ KN							

Tableau.76 : Efforts de plancher étage courant à l'ELU {type 07}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Moments							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.41	3.6	3.6	8.76	A	-2.47	6.39
BC		3.3	2.64	7.36	B	-6.63	
CD		2.9	2.32	5.68	C	-3.96	3.90
DE		3.6	2.88	8.76	D	-4.45	2.90
EF		2.7	2.16	4.93	E	-4.29	6.58
FG		3.80	3.80	9.76	F	-6.93	0.55
					G	-2.75	7.35
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.75$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -6.93$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 7.35$ KN.m							

Tableau.77 : Moments de plancher étage courant à l'ELS {type 07}

Efforts tranchants							
Traveé	q_{ser} [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	5.41	3.6	9.73	7.65	-11.81	12.36	-11.81
BC		3.3	8.92	10.25	-7.58		
CD		2.9	7.84	7.59	-8.08		
DE		3.6	9.73	9.81	-9.65		
EF		2.7	7.30	5.97	-8.62		
FG		3.8	10.27	12.36	-8.18		
Effort tranchant max → $T_{max} = 12.36$ KN							

Tableau.78 : Efforts de plancher étage courant à l'ELS {type 07}

✓ Plancher RDC

Moments							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	7.44	3.6	3.6	12.06	A	-3.40	8.81
BC		3.3	2.64	10.13	B	-9.13	
CD		2.9	2.32	7.82	C	-5.45	5.37
DE		3.6	2.88	12.06	D	-6.13	3.99
EF		2.7	2.16	6.78	E	-5.90	9.06
FG		3.80	3.80	13.43	F	-9.54	0.76
					G	-3.79	10.13
					Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -3.79$ KN.m		
					Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -9.54$ KN.m		
					Moment max en travée → $M_{tmax} = 10.13$ KN.m		

Tableau.79 : Moments de plancher RDC à l'ELU {type 07}

Efforts tranchants							
Traveé	q_u [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	7.44	3.6	13.40	10.54	-16.26	17.02	-16.26
BC		3.3	12.28	14.12	-10.44		
CD		2.9	10.79	10.46	-11.13		
DE		3.6	13.40	13.51	-13.29		
EF		2.7	10.05	8.23	-11.87		
FG		3.8	14.14	17.02	-11.27		
					Effort tranchant max → $T_{max} = 17.02$ KN		

Tableau.80 : Efforts de plancher RDC à l'ELU {type 07}

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Moments							
Travée	q_{ser} [KN/m]	l [m]	l' [m]	M_0 [KN.m]	Appui	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]
AB	5.41	3.6	3.6	8.76	A	-2.47	6.39
BC		3.3	2.64	7.36	B	-6.63	
CD		2.9	2.32	5.68	C	-3.96	3.90
DE		3.6	2.88	8.76	D	-4.45	2.90
EF		2.7	2.16	4.93	E	-4.29	6.58
FG		3.80	3.80	9.76	F	-6.93	0.55
					G	-2.75	7.35
Moment max sur appui de rive → $M_{rmax} = -2.75$ KN.m							
Moment max sur appui intermédiaire → $M_{imax} = -6.93$ KN.m							
Moment max en travée → $M_{tmax} = 7.35$ KN.m							

Tableau.81 : Moments de plancher RDC à l'ELS {type 07}

Efforts tranchants							
Travée	q_{ser} [KN/m]	l [m]	T_0 [KN]	T_w [KN]	T_e [KN]	Efforts max	
						T_w [KN]	T_e [KN]
AB	5.41	3.6	9.73	7.65	-11.81	12.36	-11.81
BC		3.3	8.92	10.25	-7.58		
CD		2.9	7.84	7.59	-8.08		
DE		3.6	9.73	9.81	-9.65		
EF		2.7	7.30	5.97	-8.62		
FG		3.8	10.27	12.36	-8.18		
Effort tranchant max → $T_{max} = 12.36$ KN							

Tableau.82 : Efforts de plancher RDC à l'ELS {type 07}

H. Ferrailage à ELU :

✚ Ferrailage longitudinal :

Les poutrelles sont des sections en té soumise à la flexion simple.

↳ En travée :

On prend : $M_{u,max}^t$ et $M_{ser,max}^t$ de chaque type des plancher.
On calcule le moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = F_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14.16 \times 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2} \right) \rightarrow M_{tu} = 58.91 \text{ KN.m}$$

↳ Sur appui :

On prend : $M_{u,max}^a$ et $M_{ser,max}^a$ de chaque type des plancher.

On calcule le moment équilibré par la table de compression

$$\rightarrow M_{tu} = 58.91 \text{ KN.m}$$

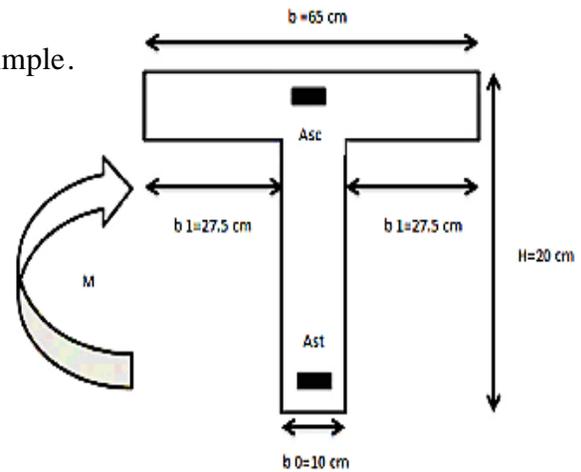


Figure.26 : Section en T de la poutrelle soumise par la flexion simple

- Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée et l'axe neutre est dans la table de compression ; on calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Les sollicitations maximales des poutrelles dans chaque type de plancher		
Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t = 10.27 \text{ KN.m}$	$M_t = 7.51 \text{ KN.m}$
	$M_i = -9.83 \text{ KN.m}$	$M_i = -7.19 \text{ KN.m}$
	$M_r = -3.85 \text{ KN.m}$	$M_r = -2.81 \text{ KN.m}$
	$V = 17.27 \text{ KN}$	$V = 12.62 \text{ KN}$
Plancher étage courant	$M_t = 10.13 \text{ KN.m}$	$M_t = 7.35 \text{ KN.m}$
	$M_i = -9.69 \text{ KN.m}$	$M_i = -7.04 \text{ KN.m}$
	$M_r = -3.79 \text{ KN.m}$	$M_r = -2.75 \text{ KN.m}$
	$V = 17.02 \text{ KN}$	$V = 12.36 \text{ KN}$
Plancher RDC	$M_t = 10.13 \text{ KN.m}$	$M_t = 7.36 \text{ KN.m}$
	$M_i = -9.69 \text{ KN.m}$	$M_i = -7.04 \text{ KN.m}$
	$M_r = -3.79 \text{ KN.m}$	$M_r = -2.75 \text{ KN.m}$
	$V = 17.02 \text{ KN}$	$V = 12.36 \text{ KN}$

Tableau.83 : Sollicitations maximales des poutrelles dans chaque type de plancher

Comparaison à l'ELU entre M et Mtu	
Plancher terrasse inaccessible	
Moment en travée	Moment sur appui
$10.27 < 58.91 \rightarrow M_t < M_{tu}$	$-9.83 < 58.91 \rightarrow M_a < M_{tu}$
Pour les deux cas : $M < M_{tu} \rightarrow$ La table est partiellement comprimée et l'axe neutre se trouve dans la table \rightarrow Section Rectangulaire	
Plancher étage courant	
Moment en travée	Moment sur appui
$10.13 < 58.91 \rightarrow M_t < M_{tu}$	$-9.69 < 58.91 \rightarrow M_a < M_{tu}$
Pour les deux cas : $M < M_{tu} \rightarrow$ La table est partiellement comprimée et l'axe neutre se trouve dans la table \rightarrow Section Rectangulaire	
Plancher RDC	
Moment en travée	Moment sur appui
$10.13 < 58.91 \rightarrow M_t < M_{tu}$	$-9.69 < 58.91 \rightarrow M_a < M_{tu}$
Pour les deux cas : $M < M_{tu} \rightarrow$ La table est partiellement comprimée et l'axe neutre se trouve dans la table \rightarrow Section Rectangulaire	
Donc on calcule le ferrailage de section rectangulaire (b×h) mm²	

Tableau.84 : Détermination de type des sections doit calculer

Donc : Si : $\mu < \mu_l \rightarrow$ {Section SA }

Alors on calcule le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_l = 0.392$$

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

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times f_{st}}$$

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

\Rightarrow Il faut vérifier la condition de non fragilité : $A_{min} \leq A_{st}$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

	Mu [KN.m]	b [mm]	d [mm]	μ	Condition	α	Z	As [cm ²]	Amin [cm ²]	Asadopté
Plancher terrasse inaccessible										
En travée	10.27	650	180	0.034	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.044	176.85	1.67 Ast > Amin ...C.V	1.41	3T10 = 2.36 cm²
Sur appui intermaïd	9.83	100	180	0.214	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.305	158.05	1.79 Ast > Amin ...C.V	0.22	1T16 = 2.01 cm²
Sur appui de rive	3.85	100	180	0.084	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.110	172.10	0.64 Ast > Amin ...C.V	0.22	1T16 = 2.01 cm²
Plancher étage courant										
En travée	10.13	650	180	0.034	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.043	176.89	1.65 Ast > Amin ...C.V	1.41	3T10 = 2.36 cm²
Sur appui intermaïd	9.69	100	180	0.211	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.300	158.41	1.76 Ast > Amin ...C.V	0.22	1T16 = 2.01 cm²
Sur appui de rive	3.79	100	180	0.083	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.108	172.23	0.63 Ast > Amin ...C.V	0.22	1T16 = 2.01 cm²
Plancher RDC										
En travée	10.13	650	180	0.034	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.043	176.89	1.65 Ast > Amin ...C.V	1.41	3T10 = 2.36 cm²
Sur appui intermaïd	9.69	100	180	0.211	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.300	158.41	1.76 Ast > Amin ...C.V	0.22	1T16 = 2.01 cm²
Sur appui de rive	3.79	100	180	0.083	$\mu < \mu_l$ Section SA	0.108	172.23	0.63 Ast > Amin ...C.V	0.22	1T16 = 2.01 cm²

Tableau.85 : Ferrailage longitudinal à l'ELU

✚ **Ferrailage transversale :**

↪ **Diamètre ϕ_t :**

Donné par la formule : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$

ϕ_l : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\phi_l = 10$ mm)

↪ **Espacement S_t :**

D'après le CBA (Art A.5.1.2.2), l'espacement des d'armatures transversales successifs doit satisfaire les conditions Suivantes :

✓ Condition01 : $S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$

✓ Condition02 : $S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{tj}K)}$

{ Flexion simple
 Fissuration peut nuisible → $K = 1$
 Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

✓ Condition03 : $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$

⇒ $S_t = \min (\text{condition01} ; \text{condition02} ; \text{condition03})$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

ht [mm]	b0 [mm]	$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_i; \frac{b_0}{10} \right)$	At.adopté	Espacement St		
				Condition01	Condition02	Condition03
Plancher terrasse inaccessible						
200	100	$\phi_t \leq \min (5.71 ; 10 ; 10)$ On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$	$2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$	St ≤ 16.2 cm Soit St = min (01 , 02 , 03) → St = 15 cm	St ≤ 55.37	St ≤ 57
Plancher étage courant						
200	100	$\phi_t \leq \min (5.71 ; 10 ; 10)$ On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$	$2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$	St ≤ 16.2 cm Soit St = min (01 , 02 , 03) → St = 15 cm	St ≤ 57.8	St ≤ 57
Plancher RDC						
200	100	$\phi_t \leq \min (5.71 ; 10 ; 10)$ On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$	$2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$	St ≤ 16.2 cm Soit St = min (01 , 02 , 03) → St = 15 cm	St ≤ 57.8	St ≤ 57

Tableau.86 : Ferrailage transversale à l'ELU et l'Espacement St

✚ Vérification à ELU :

↪ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots \text{BAEL (Art A.5.1,1)}$.

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$

	Vu [KN]	b0 [mm]	d [mm]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Plancher teras inaccessible	17.27	100	180	0.959	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						
Plancher étage courant	17.02	100	180	0.946	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						
Plancher RDC	17.02	100	180	0.946	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						

Tableau.87 : Vérification au cisaillement à l'ELU

↪ Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots \text{BAEL (Art A.5.3.2)}$

	Vu [KN]	b1 [mm]	d [mm]	b [mm]	h0 [mm]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Plancher teras inaccessible	17.27	275	180	650	40	1.13	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.								
Plancher étage courant	17.02	275	180	650	40	1.11	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.								
Plancher RDC	17.02	275	180	650	40	1.11	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.								

Tableau.88 : Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure à l'ELU

↳ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

• Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$...BAEL (Art A.5.1.3.1.2).

Avec : $A_s = A_{st} + A_{sa}$

• Appuis intermédiaires :

On doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \frac{V_u + M_u}{0.9d}$...BAEL (Art A.5.1.3.2.1).

Appuis de rive					
	Vu [KN]	A_s [cm ²]	$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	Cond : $A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	
Plancher teras inaccessible	17.27	4.37	0.50	C.V	
Plancher étage courant	17.02	4.37	0.49	C.V	
Plancher RDC	17.02	4.37	0.49	C.V	
Appuis intermédiaires					
	Vu [KN]	Mu [KN.m]	A_s [cm ²]	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \frac{V_u + M_u}{0.9d}$	Cond : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \frac{V_u + M_u}{0.9d}$
Plancher teras inaccessible	17.27	9.83	4.37	1.32	C.V
Plancher étage courant	17.02	9.69	4.37	1.30	C.V
Plancher RDC	17.02	9.69	4.37	1.30	C.V

Tableau.89 : Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis à l'ELU

↳ **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$...BAEL (Art A.6.1.3).

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d$

	Vu [KN]	a_{max} [cm]	$0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$	Cond : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$
Plancher teras inaccessible	17.27	16.2	108.14	C.V
Plancher étage courant	17.02	16.2	108.14	C.V
Plancher RDC	17.02	16.2	108.14	C.V

Tableau.90 : Vérification de l'effort tranchant dans le béton à l'ELU

✚ Vérification à ELS :

↪ État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

↪ État limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots$ BAEL (Art A.4.5.2).

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Position de l'axe neutre : $H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

Si $H < 0 \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, calcul comme une section en T.

Si $H > 0 \rightarrow$ l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire.

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \rightarrow$ En travée

$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0 \rightarrow$ Sur appui

Avec : $A' = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 + 15A'(y - d')^2 + (b - b_0) \rightarrow$ En travée

$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 + 15A'(y - d')^2 \rightarrow$ Sur appui

Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible											
	A [cm²]	b [cm]	d [cm]	h0 [cm]	H [cm]		A [cm²]	b0 [cm]	d [cm]	h0 [cm]	H [cm]
	2.36	65	18	4	2.44E-03		2.01	10	18	4	9.79E-03
En travée	H > 0 → l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire b×h					H > 0 → l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire b0×h					
	Donc on à l'équation de y : 32.5y² + 35.4y - 637.2 = 0 On résoudre l'équation pour obtenir y					Donc on à l'équation de y : 5y² + 30.15y - 542.7 = 0 On résoudre l'équation pour obtenir y					
	Mser [KN.m]	y [cm]	I [cm⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	Mser [KN.m]	y [cm]	I [cm⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	
	7.51	3.92	8378.04	3.51	15	7.19	7.83	4718.54	11.93	15	
	σ _{bc} < σ̄ _{bc} ... C.V					σ _{bc} < σ̄ _{bc} ... C.V					

Tableau.91 : État limite de compression du béton à l'ELS (plancher terrasse inaccessible)

Plancher étage courant

Plancher étage courant											
	A [cm²]	b [cm]	d [cm]	h0 [cm]	H [cm]		A [cm²]	b0 [cm]	d [cm]	h0 [cm]	H [cm]
	2.36	65	18	4	2.44E-03		2.01	10	18	4	9.79E-03
En travée	H > 0 → l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire b×h					H > 0 → l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire b0×h					
	Donc on à l'équation de y : 32.5y² + 35.4y - 637.2 = 0 On résoudre l'équation pour obtenir y					Donc on à l'équation de y : 5y² + 30.15y - 542.7 = 0 On résoudre l'équation pour obtenir y					
	Mser [KN.m]	y [cm]	I [cm⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	Mser [KN.m]	y [cm]	I [cm⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	
	7.35	3.92	8378.04	3.44	15	7.04	7.83	4718.54	11.68	15	
	σ _{bc} < σ̄ _{bc} ... C.V					σ _{bc} < σ̄ _{bc} ... C.V					

Tableau.92 : État limite de compression du béton à l'ELS (plancher étage courant)

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Plancher RDC											
	A [cm²]	b [cm]	d [cm]	h ₀ [cm]	H [cm]		A [cm²]	b ₀ [cm]	d [cm]	h ₀ [cm]	H [cm]
	2.36	65	18	4	2.44E-03		2.01	10	18	4	9.79E-03
En travée	H > 0 → l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire b×h					Sur appuis	H > 0 → l'axe neutre passe par la table, calcul comme une section rectangulaire b ₀ ×h				
	Donc on à l'equation de y : 32.5y² + 35.4y - 637.2 = 0						Donc on à l'equation de y : 5y² + 30.15y - 542.7 = 0				
	On résoudre l'équation pour obtenir y						On résoudre l'équation pour obtenir y				
	Mser [KN.m]	y [cm]	I [cm⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]		Mser [KN.m]	y [cm]	I [cm⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]
7.36	3.92	8378.04	3.44	15	7.04	7.83	4718.54	11.68	15		
σ _{bc} < σ̄ _{bc} ... C.V					σ _{bc} < σ̄ _{bc} ... C.V						

Tableau.93 : État limite de compression du béton à l'ELS (plancher RDC)

⇒ **Etat limite de déformation** : BAEL (Art A.4.6.1).

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation l'article (B.6.5.1).

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont remplies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \text{et} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification des condition de fleche								
Plancher terrasse inaccessible			Plancher étage courant			Plancher RDC		
h [cm]	l [cm]	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$	h [cm]	l [cm]	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$	h [cm]	l [cm]	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
20	380	0.053 > 0.044...C.V	20	380	0.053 > 0.044...C.V	20	0	0.053 > 0.044...C.V
Mt [KN.m]	M0 [KN.m]	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	Mt [KN.m]	M0 [KN.m]	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$	Mt [KN.m]	M0 [KN.m]	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
7.51	9.97	0.053 > 0.05...C.V	7.35	9.76	0.053 > 0.05...C.V	7.36	9.76	0.053 > 0.05...C.V
A [cm²]	b ₀ ×d [cm²]	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$	A [cm²]	b ₀ ×d [cm²]	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$	A [cm²]	b ₀ ×d [cm²]	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$
2.36	180	0.013 > 0.011...C.N.V	2.36	180	0.013 > 0.011...C.N.V	2.36	180	0.013 > 0.011...C.N.V
Donc le calcul de la fleche est necessaire			Donc le calcul de la fleche est necessaire			Donc le calcul de la fleche est necessaire		

Tableau.94 : Etat limite de déformation à l'ELS (la flèche)

⇒ Donc d'après BAEL91/modifiée 99, il faut que la condition $f \leq f_{adm}$ soit vérifiée :

$$\text{Avec : } f = \frac{M_s L^2}{10.E_i .I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{et} \quad I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{(1+\mu.\lambda_i)}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \quad \text{et} \quad d' = 0.1 \times h$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{st}) + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d}$$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

b [cm]	b0 [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]	Lmax [cm]	fc28 [Mpa]	σst [Mpa]	ft28 [Mpa]
65	10	20	18	2	380	25	348	2.1
Calcul de fleche								
Ast [cm²]	ρ	λi	μ	I0 [cm⁴]	Ifi [cm⁴]	Ei [Mpa]	f [cm]	fadm [cm]
Plancher terrasse inaccessible								
2.36	0.013	3.25	0.82	45598.93	13683.44	32164.195	0.25	0.76
f < fadm → La condition de la fleche est vérifiée								
Plancher étage courant								
2.36	0.013	3.25	0.82	45598.93	13683.44	32164.195	0.24	0.76
f < fadm → La condition de la fleche est vérifiée								
Plancher RDC								
2.36	0.013	3.25	0.82	45598.93	13683.44	32164.195	0.24	0.76
f < fadm → La condition de la fleche est vérifiée								

Tableau.95 : Calcul de la flèche à l'ELS selon BAEL91/modifiée 99

2.3. La dalle de compression :

Malgré elle est soumise à la compression on l'a ferrailer par un treillis soudé pour éviter la fissuration d'après le règlement du CBA les dimensions des mailles sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

↳ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\text{Si } L < 50 \text{ cm} \rightarrow A_{perp} > \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si } 50 < L < 80 \text{ cm} \rightarrow A_{perp} > \frac{4L}{f_e}$$

Avec : A : la section des armatures \perp aux nervures (en cm² pour mètre de nervures).

L : L'écartement entre axe des nervures.

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{n_{Tbarsadopté}} \leq 20 \text{ cm}$$

↳ Pour la section des armatures parallèles aux nervures :

$$A_{paral} = \frac{A_{perp}}{2}$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{n_{Tbarsadopté}} \leq 30 \text{ cm}$$

Les armatures perpendiculaires aux nervures					
e [cm]	L [cm]	Aperp	Aadopté	Espacement St	
4	65	Aperp > 4L/fe = 0.65 cm ²	5T6 = 1.41 cm ² /ml	St = 20 cm	St ≤ 20 cm...C.V
Les armatures parallèles aux nervures					
e [cm]	L [cm]	Aperp	Aadopté	Espacement St	
4	65	Aparal = Aperp/2 = 0.33 cm ²	5T6 = 1.41 cm ² /ml	St = 20 cm	St ≤ 30 cm...C.V

Tableau.96 : Ferrailage de la dalle de compression et l'Espacement St

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Tous les plancher : terrasse inaccessible étage courant et RDC }			

Figure.27 : Schéma de ferrailage des poutrelles par niveau

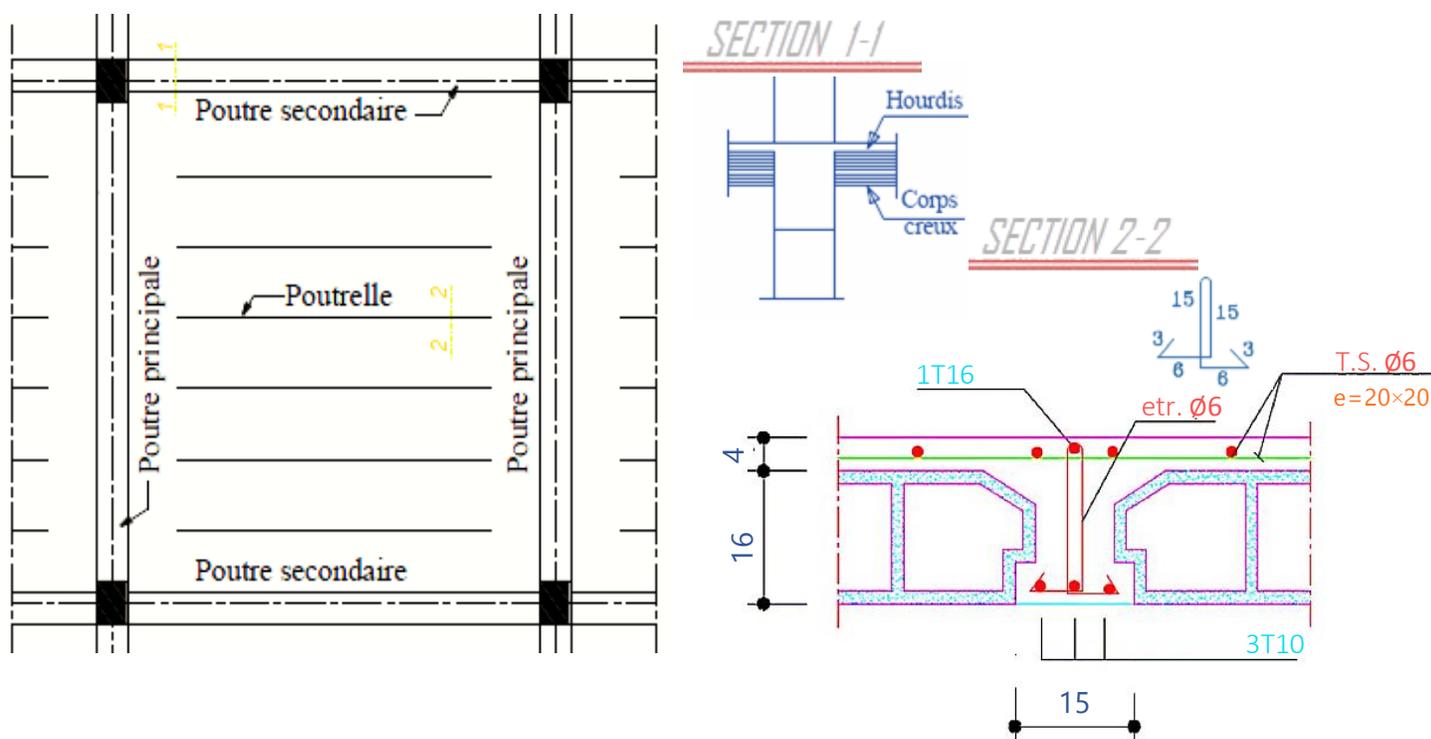


Figure.28 : Schéma de ferrailage de la dalle en corps creux

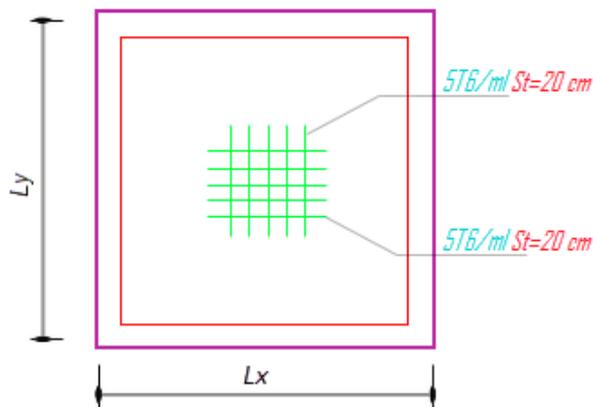


Figure.29 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression (hourdis)

3. Les balcons :

3.1. Type 1 : Dalle sur 01 appui

3.1.1. Évaluation des charges :

Le schéma considéré est :

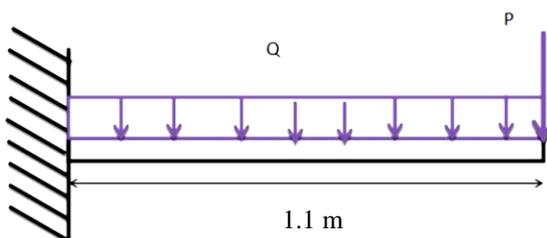


Figure.30 : Schéma statique de balcon type 1

✚ Les charges uniformément réparties :

D'après l'évaluation des charges on a	
$G = 4.6 \text{ KN/m}^2$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
On fait les calculs sur une bande de 1 m	
$G = 4.6 \text{ KN/m}$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}$

✚ La charge concentrée :

P est le charge du mur extérieur (garde de corps) :
$P = 3.4 \text{ KN}$

3.1.2. Les combinaisons des charges :

✚ ELU :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 3.5$ $\rightarrow q_u = 11.46 \text{ KN/m}$
$p_u = 1.35P = 1.35 \times 3.4$ $\rightarrow p_u = 4.59 \text{ KN}$

✚ ELS :

$q_s = G + Q = 4.6 + 3.5$ $\rightarrow q_s = 8.1 \text{ KN/m}$
$p_s = P = 3.4$ $\rightarrow p_s = 3.4 \text{ KN}$

3.1.3. Le moment fléchissant et l'effort tranchant :

Si on sectionner, on conclure que :

$$M(x) = -px - \frac{qx^2}{2} \quad \text{et} \quad T(x) = -p - qx$$

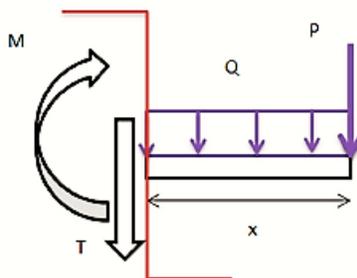


Figure.31 : Coupe de balcon type 1

⇒ On fait les calculs sur une bande de 1 ml.

✚ ELU :

Moments	
$M(x) = -px - \frac{qx^2}{2}$	$M_u = -4.59x - 5.73x^2$
Pour $x = 0$	$M_u = 0 \text{ KN.m}$
Pour $x = 1$	$M_u = -10.32 \text{ KN.m}$
Efforts	
$T(x) = -p - qx$	$T_u = -4.59 - 11.46 x$
Pour $x = 0$	$T_u = -4.59 \text{ KN}$
Pour $x = 1$	$T_u = -16.05 \text{ KN}$

✚ ELS :

Moments	
$M(x) = -px - \frac{qx^2}{2}$	$M_s = -3.4x - 4.05x^2$
Pour $x = 0$	$M_s = 0 \text{ KN.m}$
Pour $x = 1$	$M_s = -7.45 \text{ KN.m}$
Efforts	
$T(x) = -p - qx$	$T_s = -3.4 - 8.1 x$
Pour $x = 0$	$T_s = -3.4 \text{ KN}$
Pour $x = 1$	$T_s = -11.5 \text{ KN}$

Tableau.97 : Résultats de calcul des sollicitations

3.1.4. Ferrailage de balcon :

On considère une poutre console d'une section rectangulaire (1 × 0.12) m², soumise à la flexion simple, et le calcul s'effectue sur une bande de 1 mètre linéaire.

✚ Armatures tendues :

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow \{ \text{Section SA} \}$

Alors on calcule le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

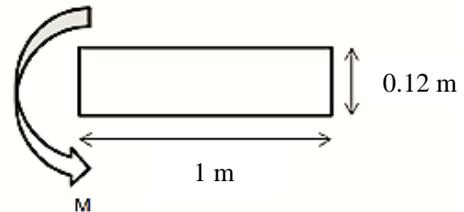


Figure.32 : Section de balcon type 1

h [mm]	b [mm]	d [mm]	f _{bu} [Mpa]	σ _{st} [Mpa]	f _e [Mpa]	f _{t28} [Mpa]	
120	1000	108	14.2	348	400	2.1	
Calcul de section des armatures tendues							
M _u [KN.m]	μ	Condition	α	Z [cm]	A _{st} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté}
10.32	0.062	μ < μ _l Section SA	0.081	10.45	2.84	1.45	5T10 = 3.93 cm ² /ml

Tableau.98 : Section des armatures tendues balcon type 1

✚ Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_{st} \geq A_{min}$

✓ **Vérification du cisaillement : {Contrainte tangentielle}**

La fissuration est préjudiciable.

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa)$

A _{st} [cm ²]	b [mm]	d [mm]	T _u [KN]	f _{c28} [Mpa]	γ _b
A _{adopté}	1000	108	16.05	25	1.5
Vérification à l'ELU					
Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle		
A _{st} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Condition	τ [Mpa]	τ̄ [Mpa]	Condition
3.93	1.45	A _{st} > A _{min} C.V	0.149	2.50	τ < τ̄ C.V

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement
Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau.99 : Vérification à l'ELU

✚ Armatures de répartitions et Espacement :

$$A_{r\acute{e}p} = \frac{A_{adopt\acute{e}}}{4}$$

$$St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$$

Calcul de section des armatures répartitions			Espacement
$A_{adopt\acute{e}}$ [cm ²]	$A_{r\acute{e}p}$ [cm ²]	$A_{r\acute{e}p\text{adopt\acute{e}}}$	$St \leq 24 \text{ cm}$
3.93	0.98	5T10 = 3.93 cm²/ml	St = 20 cm

Tableau.100 : Section des armatures de répartitions et Espacement

✚ Vérification à ELS :

$$D = 15 \frac{A_{st}}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I_{xx'} = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_{st}(d - y_{ser})^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}}$$

✓ **La contrainte de béton :** $\sigma_{bc} = Ky_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

✓ **La contrainte d'acier :** $\sigma_{st} = 15K(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right]$

b [cm]	d [cm]	A_{st} [cm ²]	M_s [KNm]	f_{c28} [Mpa]	f_e [Mpa]	f_{t28} [Mpa]		
100	10.8	3.93	7.45	25	400	2.1		
Vérification à l'ELS								
D [cm]	E [cm]	y _{ser} [cm]	I [cm ⁴]	K [N/mm ³]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [Mpa]
0.5895	12.73	3.03	4486.25	0.17	5.03	15	193.62	201.63
				$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$		$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$		
				C.V		C.V		
Donc la section d'armature est approprié								

Tableau.101 : Vérification à l'ELS

✚ Vérification de la flèche :

Il faut vérifie que : $\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h [m]	b [m]	d [m]	A_{st} [m ²]	f_e [Mpa]
0.12	1	0.108	0.000393	400
Vérification des condition de fleche				
Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$		Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$		
0.12 > 0.063...C.V		0.004 < 0.005...C.V		

Donc le calcul de la fleche est non necessaire

Tableau.102 : Vérification de la flèche

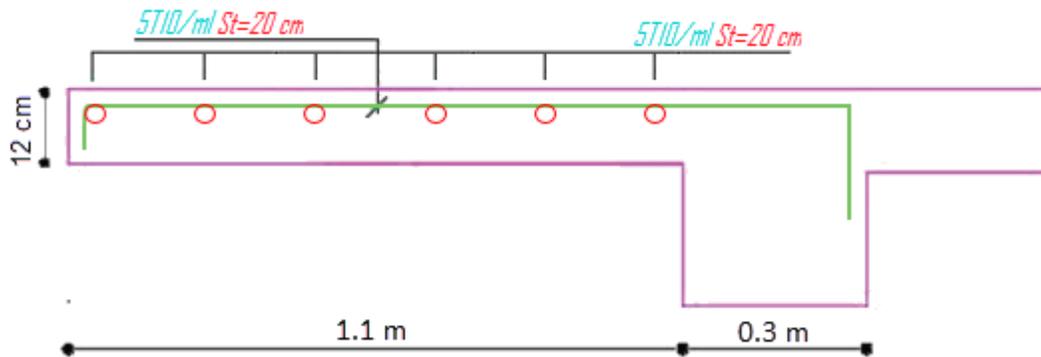


Figure.33 : Schéma de ferrailage du balcon type 1

3.2. Type 2 : Dalle sur 02 appuis

3.2.1. Type 2.A :

3.2.1.1. Évaluation des charges :

Lx [m]	Ly [m]	ρ
3.45	1.4	0.41
$\rho = 0.41 > 0.4$		
Dalle travaille selon les deux sens		

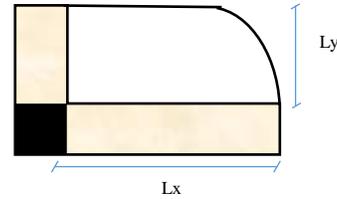


Figure.34 : Schéma du balcon type 2.A

Les charges uniformément réparties :

D'après l'évaluation des charges on a	
$G = 4.6 \text{ KN/m}^2$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
On fait les calculs sur une bande de 1 m	
$G = 4.6 \text{ KN/m}$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}$

3.2.1.2. Les combinaisons des charges :

<i>ELU</i>
$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 3.5$
$\rightarrow qu = 11.46 \text{ KN/m}$
<i>ELS</i>
$qs = G + Q = 4.6 + 3.5$
$\rightarrow qs = 8.1 \text{ KN/m}$

3.2.1.3. Les moments : Selon BAEL

+ Isostatiques : $M_{0y} = \mu_x q L_y^2$
 $M_{0x} = \mu_y M_{0y}$

+ En travée : $M_x^t = 0.85 M_{0x}$
 $M_y^t = 0.85 M_{0y}$

+ Sur appuis : $M_x^a = -0.3 M_{0x}$
 $M_y^a = -0.3 M_{0y}$

Avec : $\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1.9-0.9\alpha) \end{cases}$ *il faut que $\mu_y \geq \mu_x$*

Après on applique les formules précédentes on obtient les résultats suivants :

Moments isostatiques				
	μ_x	μ_y	$M_{0x} \text{ [KNm]}$	$M_{0y} \text{ [KNm]}$
ELU	0.1087	0.253	0.62	2.44
ELS	0.1108	0.253	0.44	1.76
Moments en travée		Moments sur appuis		
	$M_x \text{ [KNm]}$	$M_y \text{ [KNm]}$	$M_x \text{ [KNm]}$	$M_y \text{ [KNm]}$
ELU	0.52	2.08	0.73	0.73
ELS	0.38	1.50	0.53	0.53

Tableau.103 : Résultats de calcul des moments

3.2.1.4. Ferrailage de balcon :

✚ Armatures tendues :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Armatures tendues} sauf :

Sens xx : $A_{min}^x = 0.0008 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$ et $St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$

Sens yy : $A_{min}^y = 0.0008 \times b \times e$ et $St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$

⇒ Il faut vérifie la condition de non fragilité : $A_{min} \leq A_{st}$

Ferrailage à l'ELU				
Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	0.73	0.52	0.73	2.08
b [mm]	1000	1000	1000	1000
d [mm]	108	108	108	108
e [cm]	12	12	12	12
μ	0.004	0.003	0.004	0.013
Condition	$\mu < \mu l$ Section SA			
α	0.006	0.004	0.006	0.016
Z [mm]	107.76	107.83	107.76	107.32
As [cm ²]	0.20	0.14	0.20	0.56
Amin [cm ²]	1.24	1.24	0.96	0.96
As > Amin	C.N.V	C.N.V	C.N.V	C.N.V
Asadopté [cm ² /ml]	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51
St [cm]	20	20	20	20
Stmax [cm]	25	25	25	25
St < Stmax	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.104 : Ferrailage du balcon type 2.A à l'ELU

✚ Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifie que : $A_{st} \geq A_{min}$

✓ **Vérification du cisaillement : {Contrainte tangentielle}**

$P < 0.4$ Alors il faut vérifie que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa)$

Avec : $T_u^x = T_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2}$

✓ **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l = A_{adopté} \geq A_{lcond} = \frac{\gamma_s \times T_u}{f_e}$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

A_{st} [cm ²]	b [mm]	d [mm]	Tu [KN]	fe [Mpa]	fc28 [Mpa]	γ_b	γ_s	A_{lcond} [cm ²]
$A_{adopté}$	1000	108	8.022	400	25	1.5	1.15	$\gamma_s \times Tu / fe$
Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle			A.longitudinales vis-à-vis effort tranch		
A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Condition	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition	A_l [cm ²]	A_{lcond} [cm ²]	Condition
2.51	0.96	$A_{st} > A_{min}$ C.V	0.074	2.50	$\tau < \bar{\tau}$ C.V	2.51	0.23	$A_l > A_{lcond}$ C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires								

Tableau.105 : Vérification à l'ELU

+ Vérification à ELS :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Vérification à l'ELS}

Vérification à l'ELS				
	Sens xx		Sens yy	
Elément	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	0.53	0.38	0.53	1.50
As [cm ²]	2.51	2.51	2.51	2.51
D [cm]	0.3765	0.3765	0.3765	0.3765
E [cm]	8.13	8.13	8.13	8.13
yser [cm]	2.50	2.50	2.50	2.50
I [cm ⁴]	3114.54	3114.54	3114.54	3114.54
K [N/mm ³]	0.02	0.01	0.02	0.05
σ_{bc} [Mpa]	0.42	0.30	0.42	1.20
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	21.10	15.10	21.10	59.78
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.106 : Vérification à l'ELS du balcon type 2.A

+ Vérification de la flèche : BAEL (Art.6.10)

→ Sens xx :

$$\rightarrow \frac{e}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_{0x}} \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

→ Sens yy :

$$\rightarrow \frac{e}{l_y} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_{0y}} \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

M_x [KNm]	M_{0x} [KNm]	A_{sr} [m ²]	l_x [m]	e [m]	b [m]	d [m]	f_e [Mpa]	M_y [KNm]	M_{0y} [KNm]	A_{sr} [m ²]	l_y [m]
0.38	0.44	0.000251	3.45	0.12	1	0.108	400	1.50	1.76	0.000251	1.4
Vérification des condition de la fleche											
Sens xx						Sens yy					
Condition : $\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^e}{20M_{0x}}\right)$						Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$					
0.035 < 0.043...C.N.V						0.002 < 0.005...C.V					
Donc le calcul de la fleche est necessaire						Donc le calcul de la fleche est non necessaire					

Tableau.107 : Vérification de la flèche du balcon type 3

⇒ Donc on calcule la flèche selon le BAEL91/modifiée 99, ($f \leq f_{adm} \rightarrow$ soit vérifiée) :

$$\text{Avec : } f = \frac{M_s L^2}{10.E_i .I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{et} \quad I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{(1+\mu.\lambda_i)}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \quad \text{et} \quad d' = 0.1 \times h$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{st}) + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d}$$

b [cm]	b_0 [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]	f_{c28} [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	f_{t28} [Mpa]		
100	100	12	10.8	1.2	25	348	2.1		
Calcul de fleche									
L [cm]	A_{st} [cm ²]	ρ	λ_i	μ	I_0 [cm ⁴]	I_{fi} [cm ⁴]	E_i [Mpa]	f [cm]	f_{adm} [cm]
Sens xx									
3.45	2.51	0.002	9.04	0.31	15267.46	4408.19	32164.20	0.000003	0.00690
$f < f_{adm} \rightarrow$ La condition de la fleche est verifiée									

Tableau.108 : Calcul de la flèche du balcon type 3 selon le BAEL91/modifiée 99

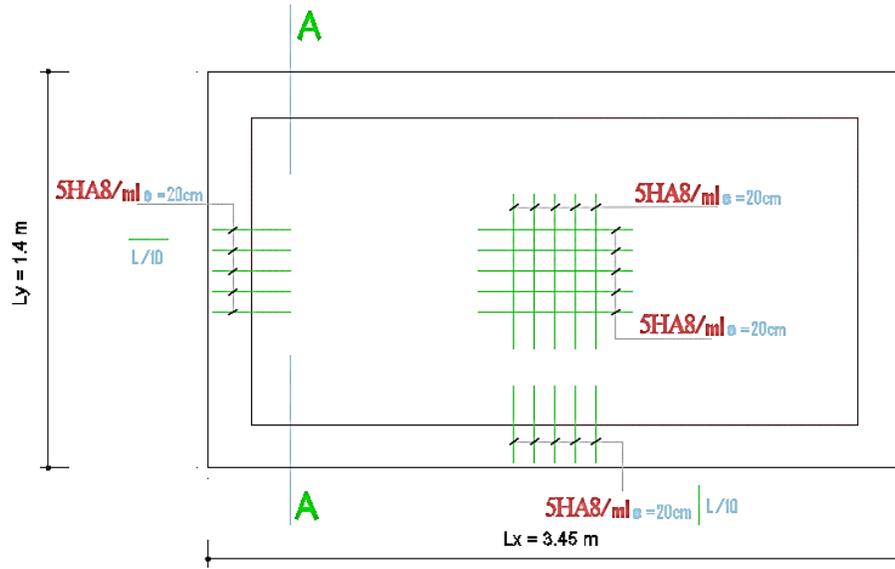


Figure.35 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.A (vue en plan)

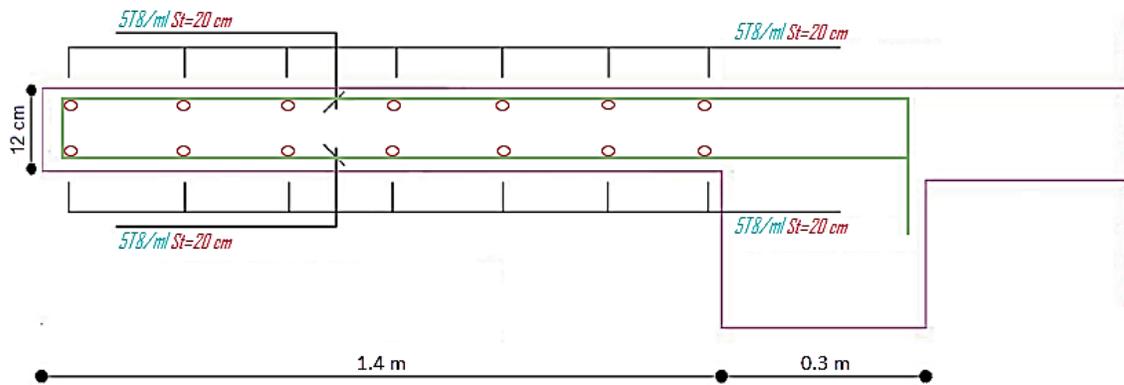


Figure.36 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.A (coupe A-A)

3.2.2. Type 2.B :

3.2.2.1. Évaluation des charges :

L_x [m]	L_y [m]	ρ
6.7	1.4	0.21
$\rho = 0.21 < 0.4$		

Dalle travaille selon un seul sens

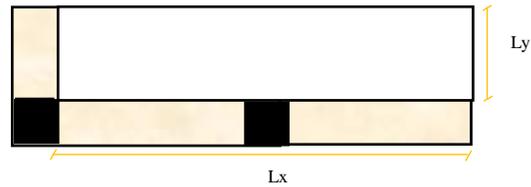


Figure.37 : Schéma du balcon type 2.B

✚ Les charges uniformément réparties :

D'après l'évaluation des charges on a	
$G = 4.6 \text{ KN/m}^2$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
On fait les calculs sur une bande de 1 m	
$G = 4.6 \text{ KN/m}$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}$

3.2.2.2. Les combinaisons des charges :

<i>ELU</i>
$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 3.5$
$\rightarrow q_u = 11.46 \text{ KN/m}$
<i>ELS</i>
$q_s = G + Q = 4.6 + 3.5$
$\rightarrow q_s = 8.1 \text{ KN/m}$

3.2.2.3. Les moments :

- ✚ Isostatiques : $M_{0y} = \frac{qL_y^2}{8}$
- ✚ En travée : $M_y^t = 0.85M_{0y}$
- ✚ Sur appuis : $M_y^a = -0.3M_{0y}$

Après on applique les formules précédentes on obtient les résultats suivants :

ELU	ELS
Moy = 2.81 KN	Moy = 1.98 KN
En travée	En travée
$M_y = 2.39 \text{ KN}$	$M_y = 1.68 \text{ KN}$
Sur appuis	Sur appuis
$M_y = -0.84 \text{ KN}$	$M_y = -0.59 \text{ KN}$

Tableau.109 : Résultats de calcul des moments

3.2.2.4. Ferrailage de balcon :

✚ Armatures tendues :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Armatures tendues} sauf :

$$A_{min}^y = 0.0008 \times b \times e \quad \text{et} \quad S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$$

⇒ Il faut vérifier la condition de non fragilité : $A_{min} \leq A_{st}$

Ferrailage à l'ELU		
Sens yy		
Elément	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	0.84	2.39
b [mm]	1000	1000
d [mm]	108	108
e [cm]	12	12
μ	0.005	0.014
Condition	$\mu < \mu_l$ Section SA	$\mu < \mu_l$ Section SA
α	0.006	0.018
Z [mm]	107.72	107.21
As [cm ²]	0.22	0.64
Amin [cm ²]	0.96	0.96
As > Amin	C.N.V	C.N.V
Asadopté [cm ² /ml]	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51
St [cm]	20	20
Stmax [cm]	25	25
St < Stmax	C.V	C.V

Tableau.110 : Ferrailage du balcon type 2.B à l'ELU

✚ Armatures de répartitions et Espacement :

$$A_{rép} = \frac{A_{adopté}}{4}$$

$$St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$$

Calcul de section des armatures répartitions			Espacement
Aadopté [cm ²]	A _{rép} [cm ²]	A _{répadopté}	St ≤ 24 cm
2.51	0.63	5T8 = 2.51 cm ² /ml	St = 20 cm

Tableau.111 : Section des armatures de répartitions et Espacement

✚ Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_{st} \geq A_{min}$

✓ **Vérification du cisaillement : {Contrainte tangentielle}**

$P < 0.4$ Alors il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa})$

Avec : $T_u^x = T_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2}$

✓ **Vérification des Armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $A_l = A_{adopté} \geq A_{lcond} = \frac{\gamma_s \times T_u}{f_e}$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

A_{st} [cm ²]	b [mm]	d [mm]	Tu [KN]	f_e [Mpa]	f_{c28} [Mpa]	γ_b	γ_s	A_{lcond} [cm ²]
$A_{adopté}$	1000	108	8.022	400	25	1.5	1.15	$\gamma_s \times Tu / f_e$
Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle			A.longitudinales vis-à-vis effort tranch		
A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Condition	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition	A_l [cm ²]	A_{lcond} [cm ²]	Condition
2.51	0.96	$A_{st} > A_{min}$ C.V	0.074	2.50	$\tau < \bar{\tau}$ C.V	2.51	0.23	$A_l > A_{lcond}$ C.V
Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires								

Tableau.112 : Vérification à l'ELU

✚ Vérification à ELS :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Vérification à l'ELS}

Vérification à l'ELS		
Sens yy		
Elément	Sur appuis	En travée
M_s [KNm]	0.59	1.68
A_s [cm ²]	2.51	2.51
D [cm]	0.3765	0.3765
E [cm]	8.13	8.13
y_{ser} [cm]	2.50	2.50
I [cm ⁴]	3114.54	3114.54
K [N/mm ³]	0.02	0.05
σ_{bc} [Mpa]	0.47	1.35
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	23.58	67.16
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	201.63	201.63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.113 : Vérification à l'ELS du balcon type 2.B

✚ Vérification de la flèche :

→ Sens yy :

$$\rightarrow \frac{e}{I_y} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_{0y}} \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Vérification des condition de la fleche	
Sens yy	
Condition : $\frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^c}{20M_{0y}}\right)$	Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$
0.086 > 0.042...C.V	0.002 < 0.005...C.V
Donc le calcule de la fleche est non necessaire	

Tableau.114 : Vérification de la flèche

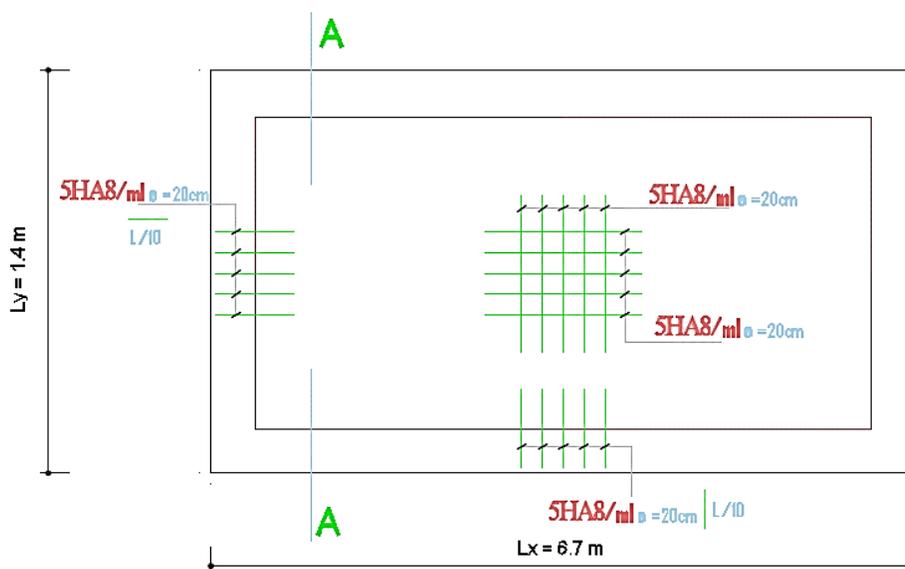


Figure.38 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.B (vue en plan)

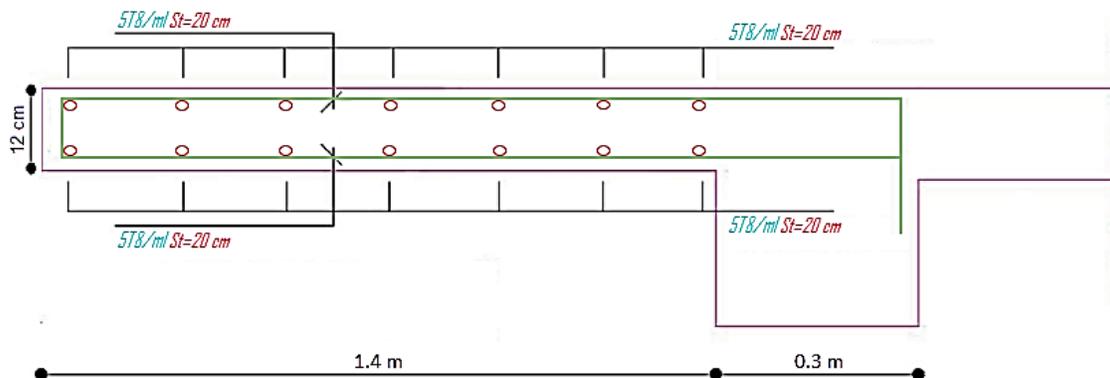


Figure.39 : Schéma de ferrailage du balcon type 2.B (coupe A-A)

3.3.Type 3 : Dalle sur 03 appuis

3.3.1. Évaluation des charges :

Le schéma considéré est :

L_x [m]	L_y [m]	ρ
3.35	1.4	0.42
$\rho = 0.42 > 0.4$		
Dalle travaille selon les deux sens		

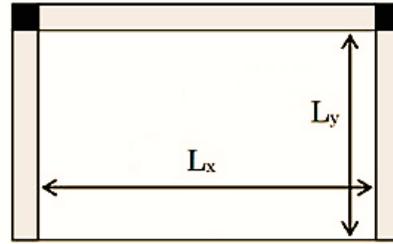


Figure.40 : Schéma du balcon type 3

Les charges uniformément réparties :

D'après l'évaluation des charges on a	
$G = 4.6 \text{ KN/m}^2$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
On fait les calculs sur une bande de 1 m	
$G = 4.6 \text{ KN/m}$	$Q = 3.5 \text{ KN/m}$

3.3.2. Les combinaisons des charges :

<i>ELU</i>
$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 3.5$ $\rightarrow qu = 11.46 \text{ KN/m}$
<i>ELS</i>
$qs = G + Q = 4.6 + 3.5$ $\rightarrow qs = 8.1 \text{ KN/m}$

3.3.3. Les moments :

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques :

$L_x = 3.35 \text{ m}$ $L_y = 1.4 \text{ m}$

$L'_x = \frac{L_x}{2} = 1.675 \text{ m} \rightarrow L'_x > L_y$

Si $L'_x > L_y$ on a : $\rightarrow M_{0x} = \frac{qL_y^3}{6}$ $M_{0y} = \frac{1}{2}qL_y^2L_x - \frac{2}{3}qL_y^3$

Si $L'_x \leq L_y$ on a : $\rightarrow M_{0y} = \frac{qL_x^3}{24}$ $M_{0x} = \frac{1}{8}qL_y^2 \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{1}{48}qL_y^3$

En travée :

♣ Pour un panneau de rive : $M_x^t = 0.85M_{0x}$ $M_y^t = 0.85M_{0y}$

♣ Pour un panneau intermédiaire : $M_x^t = 0.75M_{0x}$ $M_y^t = 0.75M_{0y}$

Sur appuis :

♣ Pour un panneau de rive : $M_x^a = 0.3M_{0x}$ $M_y^a = 0.3M_{0y}$

♣ Pour un panneau intermédiaire : $M_x^a = 0.5M_{0x}$ $M_y^a = 0.5M_{0y}$

Après on applique les formules précédentes on obtient les résultats suivants :

ELU		ELS	
Mox = 5.24 KN Moy = 16.66 KN		Mox = 3.7 KN Moy = 11.77 KN	
En travée		En travée	
Rive	Intermédiaire	Rive	Intermédiaire
Mx = 4.45 KN	Mx = 3.93 KN	Mx = 3.15 KN	Mx = 2.78 KN
My = 14.16 KN	My = 12.5 KN	My = 10 KN	My = 8.83 KN
Sur appuis		Sur appuis	
Rive	Intermédiaire	Rive	Intermédiaire
Mx = 1.57 KN	Mx = 2.62 KN	Mx = 1.11 KN	Mx = 1.85 KN
My = 5 KN	My = 8.33 KN	My = 3.53 KN	My = 5.89 KN

Tableau.115 : Résultats de calcul des moments

3.3.4. Ferrailage de balcon :

✚ Ferrailage à l'ELU :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Armatures tendues} sauf :

Sens xx : $A_{min}^x = 0.0008 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$ et $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$

Sens yy : $A_{min}^y = 0.0008 \times b \times e$ et $St \leq \min(3e ; 45 \text{ cm})$

⇒ Il faut vérifier la condition de non fragilité : $A_{min} \leq A_{st}$

Ferrailage à l'ELU				
	Sens xx		Sens yy	
Elément	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	2.62	4.45	8.33	14.16
b [mm]	1000	1000	1000	1000
d [mm]	108	108	108	108
e [cm]	12	12	12	12
μ	0.016	0.027	0.050	0.086
Condition	μ < μl Section SA			
α	0.020	0.034	0.065	0.112
Z [mm]	107.14	106.53	105.21	103.16
As [cm²]	0.70	1.20	2.28	3.95
Amin [cm²]	1.24	1.24	0.96	0.96
As > Amin	C.N.V	C.N.V	C.V	C.V
As _{adopté} [cm²/ml]	4T8 = 2.01	4T8 = 2.01	4T12 = 4.52	7T12 = 7.92
St [cm]	25	25	25	15
Stmax [cm]	36	36	45	45
St < Stmax	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.116 : Ferrailage du balcon type 3 à l'ELU

✚ Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification du cisaillement : {Contrainte tangentielle}**

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^2}{(l_x^2 + l_y^2)} \rightarrow \text{Alors on vérifie : } \tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

b [mm]	d [mm]	Tu [KN]	fc28 [Mpa]	γ_b
1000	108	7.78	25	1.5
Contrainte tangentielle				
τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition		
0.072	1.17	$\tau < \bar{\tau}$ C.V		

✚ Vérification à l'ELS :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Vérification à l'ELS} :

b [cm]	d [cm]	fc28 [Mpa]	fe [Mpa]	fi28 [Mpa]
100	10.8	25	400	2.1
Vérification à l'ELS				
	Sens xx		Sens yy	
Elément	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	1.85	3.15	5.89	10.00
As [cm²]	2.01	2.01	4.52	7.92
D [cm]	0.3015	0.3015	0.678	1.188
E [cm]	6.51	6.51	14.64	25.66
yser [cm]	2.27	2.27	3.21	4.02
I [cm⁴]	2583.64	2583.64	5008.37	7626.53
K [N/mm³]	0.07	0.12	0.12	0.13
σ_{bc} [Mpa]	1.62	2.77	3.77	5.26
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	91.64	156.03	133.92	133.45
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.117 : Vérification à l'ELS du balcon type 3

✚ Vérification de la flèche :

→ **Sens xx :**

$$\rightarrow \frac{e}{l_x} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_{0x}} \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

→ **Sens yy :**

$$\rightarrow \frac{e}{l_y} \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_{0y}} \right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

M_x [KNm]	M_{0x} [KNm]	A_{st} [m ²]	l_x [m]	e [m]	b [m]	d [m]	f_e [Mpa]	M_y [KNm]	M_{0y} [KNm]	A_{st} [m ²]	l_y [m]
3.15	3.7	0.000201	3.35	0.12	1	0.108	400	10	11.77	0.00079	1.4
Vérification des condition de la fleche											
Sens xx						Sens yy					
Condition : $\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^e}{20M_{0x}}\right)$			Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$			Condition : $\frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^e}{20M_{0y}}\right)$			Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$		
0.036 < 0.043...C.N.V			0.002 < 0.005...C.V			0.086 > 0.042...C.V			0.007 > 0.005...C.N.V		
Donc le calcul de la fleche est necessaire						Donc le calcul de la fleche est necessaire					

Tableau.118 : Vérification de la flèche du balcon type 3

⇒ Donc on calcule la flèche selon le BAEL91/modifiée 99, ($f \leq f_{adm} \rightarrow$ soit vérifiée) :
Les mêmes formules que {3.2.1.4. Ferrailage de balcon : Vérification de la flèche}

$$\text{Avec : } f = \frac{M_s L^2}{10.E_i .I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{et} \quad I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{(1+\mu.\lambda_i)}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \quad \text{et} \quad d' = 0.1 \times h$$

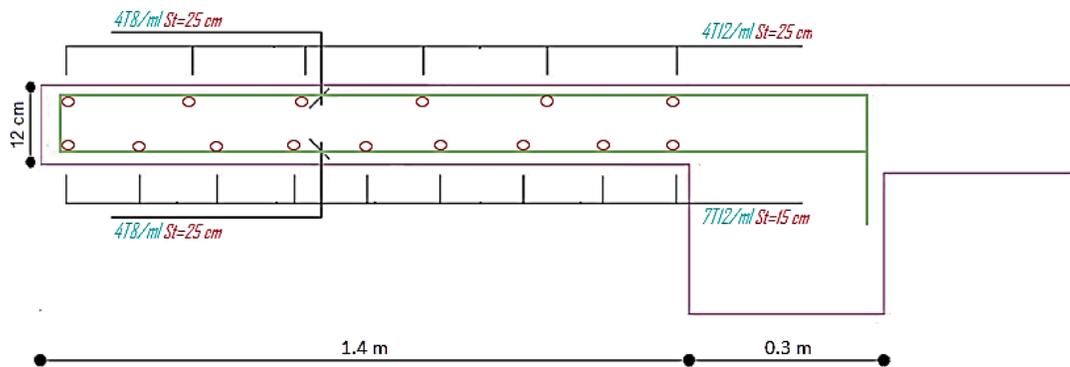
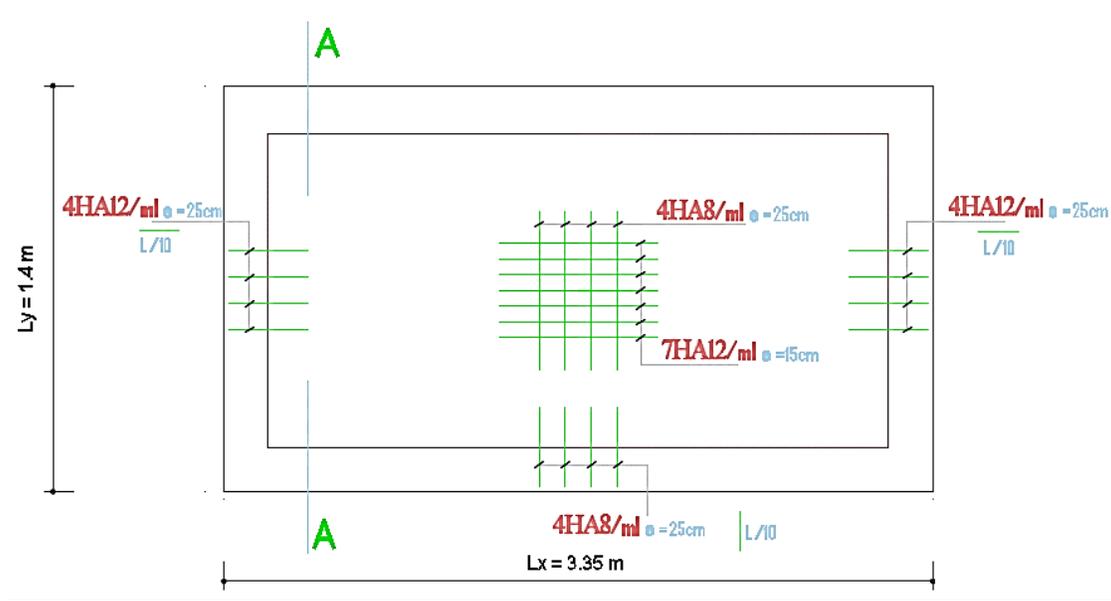
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4.\rho.\sigma_{st}) + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3.\frac{b_0}{b}\right).\rho}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d}$$

b [cm]	b_0 [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]	f_{c28} [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	f_{t28} [Mpa]		
100	100	12	10.8	1.2	25	348	2.1		
Calcul de fleche									
L [cm]	A_{st} [cm ²]	ρ	λ_i	μ	I_0 [cm ⁴]	I_{fi} [cm ⁴]	E_i [Mpa]	f [cm]	f_{adm} [cm]
Sens xx									
3.35	2.01	0.002	11.28	0.22	15094.66	4825.68	32164.20	0.00002	0.00670
f < fadm → La condition de la fleche est vérifiée									
Sens yy									
1.40	7.92	0.007	2.86	0.70	17137.15	6266.41	32164.20	0.00006	0.00280
f < fadm → La condition de la fleche est vérifiée									

Tableau.119 : Calcul de la flèche du balcon type 3 selon le BAEL91/modifiée 99



4. La cage d'ascenseur

Un ascenseur c'est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur vers différents niveaux de la construction pour des personnes ou des chargements.

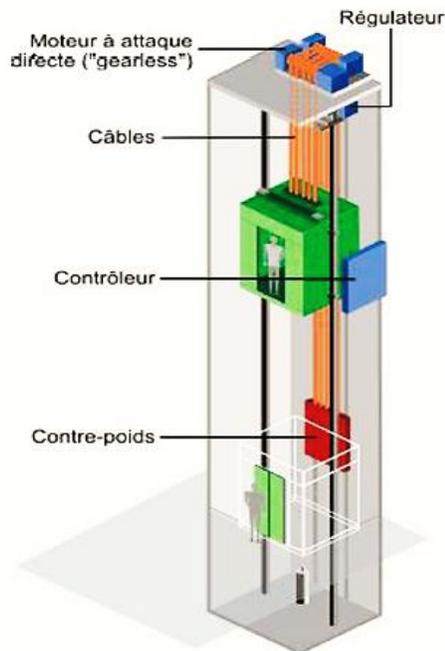


Figure.43 : Les composants d'un ascenseur électrique

⇒ Dans notre projet on a un ascenseur pour huit (08) personnes, leurs caractéristiques sont :

- ♣ $V = 0.63 \text{ m/s}$: Vitesse de levage.
- ♣ $P_m = 15 \text{ KN}$: Charge due à la salle de machine.
- ♣ $D_m = 43 \text{ KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- ♣ $F_c = 50 \text{ KN}$: Charge due à la rupture des câbles.
- ♣ $C_m = 50 \text{ m}$: Course maximale
- ♣ $Q_n = 630 \text{ Kg} = 6.3 \text{ KN}$: Charge nominale
- ♣ $S = 5.20 \text{ m}^2$: Largeur \times Longueur = (2×2.6)
- ♣ $L_x = 2 \text{ m}$ et $L_y = 2.6 \text{ m}$: Dimensions de la gaine

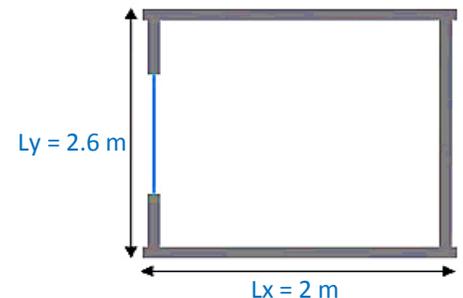


Figure.44 : La cage d'ascenseur

4.1. Evaluation des charges :

$$e = \frac{l}{20} \rightarrow \begin{array}{|c|c|} \hline e \text{ [cm]} & e \text{ [cm]} \\ \hline e \geq 13 & 15 \\ \hline \end{array}$$

- ✓ Le poids de la dalle en béton armé et leur revêtement : $G_1 = \rho_{\text{bét}} \times e_{\text{dal}} + \rho_{\text{rev}} \times e_{\text{rev}}$
- ✓ Le poids de la machine : $G_2 = \frac{P}{S}$ avec : $P = D_m + P_m + P_{cp}$ et $P_{cp} = P_m + \frac{Q_n}{2}$
- ✓ Le poids total : $G = G_1 + G_2$ et $P_u = 1.35P$

P_{cp} [KN]	P [KN]	P_u [KN]	G_1 [KN/m ²]	G_2 [KN/m ²]	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
18.15	76.15	102.8	5.07	14.64	19.71	1

4.2. Calcule des dalles : (partie additionnelle)

On définit deux types de dalles qui sont :

- Dalle de salle machine (locale).
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

4.2.1. Calcule de la dalle au-dessus de l'ascenseur (salle machine) :

La charge appliquée sur cette dalle ($a_0 \times b_0$) est concentrée P. et uniformément sur la surface $U \times V$. Avec : (a_0 et U) \parallel L_x et (b_0 et V) \parallel L_y

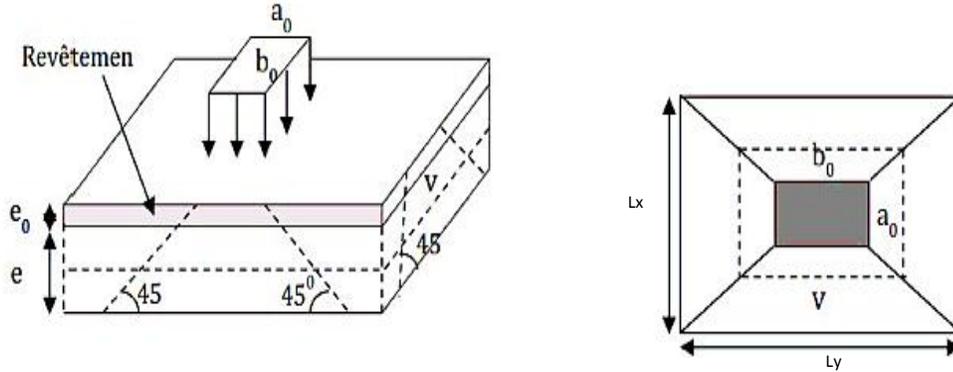


Figure.45 : la surface d'impact de la dalle au-dessus d'ascenseur

$$U = a_0 + e + 2\xi \times e_0 \qquad V = b_0 + e + 2\xi \times e_0$$

Avec ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (revêtement moins résistant $\xi = 0.75$).

$$\frac{L_x}{L_y} \qquad \frac{U}{L_x} \qquad \frac{V}{L_y}$$

a_0 [cm]	b_0 [cm]	ξ	e [cm]	e_0 [cm]
100	160	0.75	15	6
U [cm]	V [cm]	L_x/L_y	U/L_x	V/L_y
124	184	0.8	0.6	0.7

4.2.1.1. Calcule des moments :

A. Due à la charge concentrée :

Selon l'abaque de Pigeaud (BAEL) : On obtient : M_1 & M_2

$$\text{Et } \mu = 0 \{ELU\} \text{ \& } \mu = 0.2 \{ELS\}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \mu M_2)P \text{ \& } M_{y1} = (M_2 + \mu M_1)P$$

		Moments isostatiques			
	μ	M_1 [KNm]	M_2 [KNm]	M_{x1} [KNm]	M_{y1} [KNm]
ELU	0	0.084	0.052	8.64	5.35
ELS	0.2	0.084	0.052	7.19	5.24

Tableau.120 : Résultats de calcul des moments due à la charge concentrée

B. Due au poids propre de la dalle :

↪ Isostatiques : $M_{x2} = \mu_x q L_x^2$
 $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$ Avec :
$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1,9-0,9\alpha) \end{cases}$$

Superposition : $M_x = M_{x1} + M_{x2}$ & $M_y = M_{y1} + M_{y2}$

⇒ En tenant en compte la continuité et on corrige les moments :

↪ En travée : $M_x^t = 0,85M_x$ & $M_y^t = 0,85M_y$

↪ Sur appuis : $M_x^a = -0,5M_x$ & $M_y^a = -0,5M_y$

	G1 [KN/m ²]	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	q _u [KN/m ²]	q _s [KN/m ²]	α
	5.07	5.07	1	8.34	6.07	0.8
	Moments isostatiques			Superposition		
	μ_x	μ_y	M _{x2} [KNm]	M _{y2} [KNm]	M _x [KNm]	M _y [KNm]
ELU	0.0597	0.550	1.99	1.10	10.63	6.44
ELS	0.0671	0.550	1.63	0.90	8.82	6.14
	Moments en travée			Moments sur appuis		
			M _x ^t [KNm]	M _y ^t [KNm]	M _x ^a [KNm]	M _y ^a [KNm]
ELU			9.04	5.48	5.31	3.22
ELS			7.50	5.21	4.41	3.07

Tableau.121 : Résultats de calcul des moments due au poids propre de la dalle

4.2.1.2. Le ferrailage :

✚ Ferrailage à l'ELU :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Armatures tendues} sauf :

Sens xx : $A_{min}^x = 0,0008 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e$ et $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$

Sens yy : $A_{min}^y = 0,0008 \times b \times e$ et $St \leq \min(3e ; 45 \text{ cm})$

Il faut vérifier la condition de non fragilité : $A_{min} \leq A_{st}$

Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	5.31	9.04	3.22	5.48
b [mm]	1000	1000	1000	1000
d [mm]	108	108	108	108
h [cm]	15	15	15	15
μ	0.032	0.055	0.019	0.033
Condition	μ < μl Section SA			
α	0.041	0.070	0.025	0.042
Z [mm]	106.23	104.96	106.94	106.18
As [cm ²]	1.44	2.47	0.87	1.48
Amin [cm ²]	1.55	1.55	1.20	1.20
As > Amin	C.N.V	C.V	C.N.V	C.V
Asadopté [cm ² /ml]	4T10 = 3.14	5T10 = 3.93	4T10 = 3.14	5T10 = 3.93
St [cm]	25	20	25	20
Stmax [cm]	33	33	45	45
St < Stmax	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.122 : Ferrailage à l'ELU

✚ Vérification au poinçonnement : BAEL 91 (Article A.5.2,42)

Selon le BAEL on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite : $P_u < P_{adm} = 0.045U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : $U_c = 2 \times (U \times V)$ périmètre de rectangle d'impact.

Vérification au poinçonnement			
Uc [cm]	Pu [KN]	Padm [KN]	Pu < Padm
616	102.8	693	C.V

Tableau.123 : Vérification au poinçonnement

✚ Vérification de la contrainte tangentielle : avec $V > U$

$$V_u = \max\left(\frac{P_u}{3U}, \frac{P_u}{3V}\right) \rightarrow \text{Alors on vérifie : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Contrainte tangentielle			
Vu [KN]	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition
27.64	0.256	1.17	$\tau < \bar{\tau}$ C.V

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement
Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau.124 : Vérification de la contrainte tangentielle

✚ Vérification à l'ELS :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Vérification à l'ELS} :

Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	4.41	7.50	3.07	5.21
As [cm ²]	3.14	3.93	3.14	3.93
D [cm]	0.471	0.5895	0.471	0.5895
E [cm]	10.17	12.73	10.17	12.73
yser [cm]	2.75	3.03	2.75	3.03
I [cm ⁴]	3745.42	4486.25	3745.42	4486.25
K [N/mm ³]	0.12	0.17	0.08	0.12
σ_{bc} [Mpa]	3.24	5.06	2.25	3.52
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	142.10	194.81	98.86	135.53
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.125 : Vérification à l'ELS

✚ Vérification de la flèche :

→ Sens xx :

$$\rightarrow \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_{0x}}\right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

→ Sens yy :

$$\rightarrow \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_{0y}}\right)$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

M_x [KNm]	M_{0x} [KNm]	A_{st} [m ²]	l_x [m]	e [m]	b [m]	d [m]	f_e [Mpa]	M_y [KNm]	M_{0y} [KNm]	A_{st} [m ²]	l_y [m]
7.50	8.82	0.000471	2	0.15	1	0.108	400	5.21	6.14	0.000471	2.6
Vérification des condition de la fleche											
Sens xx						Sens yy					
Condition : $\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_{0x}}\right)$			Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$			Condition : $\frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_{0y}}\right)$			Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$		
0.075 > 0.043...C.V			0.004 < 0.005...C.V			0.058 > 0.043...C.V			0.004 < 0.005...C.V		
Donc le calcul de la fleche est non necessaire						Donc le calcul de la fleche est non necessaire					

Tableau.126 : Vérification de la flèche

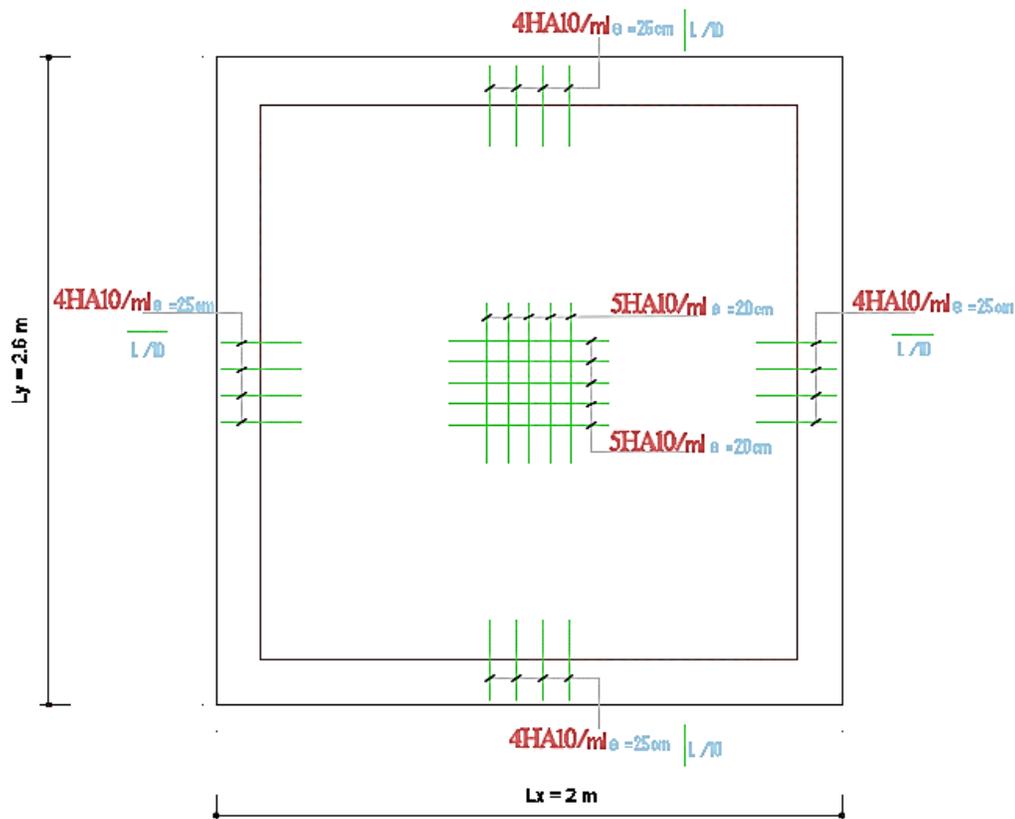


Figure.46 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

4.2.2. Calcul de la dalle au-dessous de l'ascenseur (sert d'appui à l'ascenseur) :

4.2.2.1. Calcul des moments :

$$G = G_{dalle} + G_{ascen} = G_1 + G_2$$

$$q = 1.35G$$

G1 [KN/m ²]	G2 [KN/m ²]	G [KN/m ²]	qu [KN/m ²]	qs [KN/m ²]	α
5.07	14.64	19.71	26.61	19.71	0.8

$$\Rightarrow \text{Isostatiques: } \begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1,9-0,9\alpha) \end{cases}$$

⇒ En tenant en compte la continuité et on corrige les moments :

$$\Rightarrow \text{En travée: } M_x^t = 0.85M_x \quad \& \quad M_y^t = 0.85M_x$$

$$\Rightarrow \text{Sur appuis: } M_x^a = -0.5M_x \quad \& \quad M_y^a = -0.5M_x$$

			Moments isostatiques		Moments en travée		Moments sur appuis	
	μ_x	μ_y	M _x [KNm]	M _y [KNm]	M _x ^t [KNm]	M _y ^t [KNm]	M _x ^a [KNm]	M _y ^a [KNm]
ELU	0.0597	0.550	6.36	3.50	5.41	2.97	3.18	1.75
ELS	0.0671	0.550	5.29	2.91	4.50	2.47	2.65	1.46

Tableau.127 : Résultats de calcul des moments

4.2.2.2. Le ferrailage :

✚ Ferrailage à l'ELU :

Les mêmes formules que { 4.2.1.2. Le ferrailage : Ferrailage à l'ELU }

Élément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	3.18	5.41	1.75	2.97
b [mm]	1000	1000	1000	1000
d [mm]	108	108	108	108
h [cm]	15	15	15	15
μ	0.019	0.033	0.011	0.018
Condition	μ < μl Section SA			
α	0.024	0.042	0.013	0.023
Z [mm]	106.95	106.20	107.43	107.02
As [cm ²]	0.85	1.46	0.47	0.80
Amin [cm ²]	1.55	1.55	1.20	1.20
As > Amin	C.N.V	C.N.V	C.N.V	C.N.V
Asadopté [cm ² /ml]	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51	5T8 = 2.51
St [cm]	20	20	20	20
Stmax [cm]	45	45	45	45
St < Stmax	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.128 : Ferrailage à l'ELU

✚ Vérification de la contrainte tangentielle et la condition de non fragilité :

$$V_{ux} = V_{uy} = \frac{q_u \cdot L_x}{2(1+\frac{a}{2})} \rightarrow \text{Alors on vérifie : } \tau_u = \frac{V_u}{dx} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

A_{st} [cm ²]	dx [m]	Vu [KN]	fe [Mpa]	fc28 [Mpa]	γ_b
Aadopté	108	19.22	400	25	1.5
Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle		
A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Condition	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition
2.51	1.55	Ast > Amin C.V	0.178	1.17	$\tau < \bar{\tau}$ C.V

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement
Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau.129 : Vérification à l'ELU

✚ Vérification à l'ELS :

Les mêmes formules que {3.1.4. Ferrailage de balcon : Vérification à l'ELS} :

Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	2.65	4.50	1.46	2.47
As [cm ²]	2.51	2.51	2.51	2.51
D [cm]	0.3765	0.3765	0.3765	0.3765
E [cm]	8.13	8.13	8.13	8.13
yser [cm]	2.50	2.50	2.50	2.50
I [cm ⁴]	3114.54	3114.54	3114.54	3114.54
K [N/mm ³]	0.08	0.14	0.05	0.08
σ_{bc} [Mpa]	2.12	3.61	1.17	1.99
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	105.82	179.89	58.17	98.89
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	201.63	201.63	201.63	201.63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.130 : Vérification à l'ELS

✚ Vérification de la flèche :

Les mêmes formules que { 4.2.1.2. Le ferrailage : Vérification de la flèche } :

M_x [KNm]	M_{0x} [KNm]	A_{st} [m ²]	l_x [m]	e [m]	b [m]	d [m]	f_e [Mpa]	M_y [KNm]	M_{0y} [KNm]	A_{st} [m ²]	l_y [m]
4.50	5.29	0.000251	2	0.15	1	0.108	400	2.47	2.91	0.000251	2.6
Vérification des condition de la fleche											
Sens xx						Sens yy					
Condition : $\frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20M_{0x}}\right)$			Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$			Condition : $\frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20M_{0y}}\right)$			Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$		
0.075 > 0.043...C.V			0.002 < 0.005...C.V			0.058 > 0.043...C.V			0.002 < 0.005...C.V		
Donc le calcul de la fleche est non necessaire						Donc le calcul de la fleche est non necessaire					

Tableau.131 : Vérification de la flèche

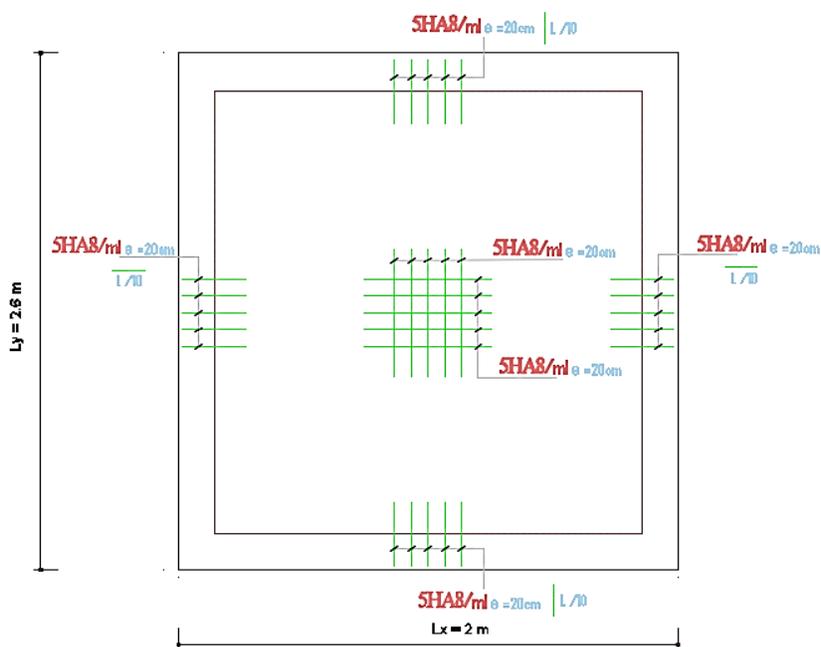


Figure.47 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

Remarque :

On va faire le ferrailage des dalles de l'ascenseur pour plus de résistance mais il y a la possibilité de ne faire pas, car la machine doit poser sur les voiles de cage qui sont calculé sous les combinaison sismiques et lorsque l'ascenseur arrive le niveau zéro il va repose sur la dalle de semelle (ces dernier deux satisfaire).

5. Les escaliers

Dans notre projet, on a 02 types des escaliers mais on fait juste le premier type :

- ✓ Type 01 : Escalier à 02 volées et un palier de repos
- ✓ Type 02 : Escalier d'Accès.

5.1. Type 01 : escalier à volée parallèle

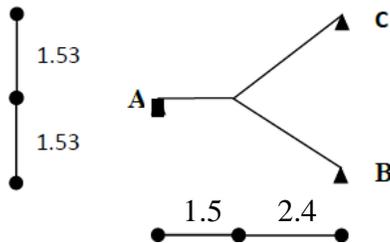


Figure.48 : Schéma statique d'escalier type 01

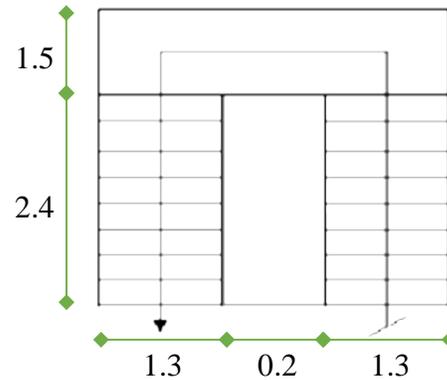


Figure.49 : Vu en plan de l'escalier

5.1.1. Calcule le volé d'étage

A. Évaluation des charges :

	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Palier	5.15	2.5
Paillasse	8.8	2.5

B. Calcule des charges :

	G [KN/ml]	Q [KN/ml]
Palier	8.24	4
Paillasse	21.12	6

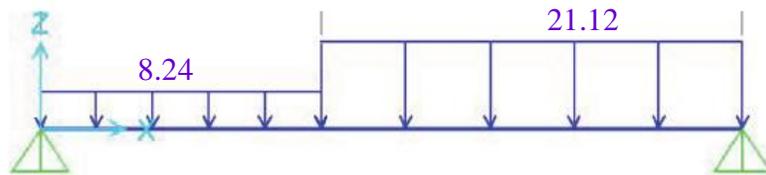


Figure.50 : Distribution des charges sur l'escalier de type 01

C. Calcule la charge équivalente :

	q [KN/ml]
ELU Palier	10.70
Paillasse	15.63
équivalente	13.17
ELS Palier	7.65
Paillasse	11.30
équivalente	9.48

Tableau.132 : La charge équivalente d'escalier type 01

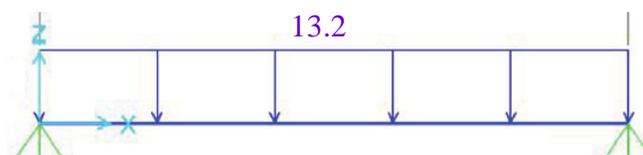


Figure.51 : La charge équivalente d'escalier type 01

D. Calcule les efforts internes : le moment fléchissant et l'effort tranchant :

		M [kNm]	V [kN]
ELU	isostatique	25.03	25.67
	en travée	18.77	
	sur appuis	12.52	
ELS	isostatique	18.01	18.48
	en travée	13.51	
	sur appuis	9.01	

Tableau.133 : Les sollicitations d'escalier type 01

E. Calcule les armatures à ELU :

✚ Les armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales se fait sur une bande d'un mètre linéaire : (100 x 15) cm², et la section soumise par la flexion simple.

Elément	Sur appuis	En travée
Mu [kNm]	12.52	18.77
b [cm]	100	100
d [cm]	13.5	13.5
e [cm]	15	15
μ	0.048	0.073
Condition	$\mu < \mu_l$ Section SA	$\mu < \mu_l$ Section SA
α	0.062	0.094
Z [cm]	13.16	12.99
As [cm ²]	2.73	4.16
Amin [cm ²]	1.63	1.63
As > Amin	C.V	C.V
Asadopté [cm ² /ml]	5HA10 = 3.93	5HA12 = 5.65
St [cm]	20	20
Stmax [cm]	33	33
St < Stmax	C.V	C.V

Tableau.134 : Les armatures longitudinales d'escalier type 01

✚ Les armatures de répartition :

	Calcul de section des armatures répartitions			Espacement
	Aadopté [cm ²]	A _{rép} [cm ²]	A _{rép} adopté	St ≤ 25 cm
En travée	5.65	1.41	4T8 = 2.01 cm ² /ml	St = 25 cm
Sur appuis	3.93	0.98	4T8 = 2.01 cm ² /ml	St = 25 cm

Tableau.135 : Les armatures de répartition d'escalier type 01

F. Vérification les armatures à ELU :

A_{st} [cm ²]	b [mm]	d [mm]	Tu [KN]	fc28 [Mpa]	γ_b
$A_{adopté}$	1000	135	25.67	25	1.5
Vérification à l'ELU					
Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle		
A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Condition	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition
3.93	1.63	$A_{st} > A_{min}$ C.V	0.190	3.33	$\tau < \bar{\tau}$ C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.					

Tableau.136 : Vérification à ELU

G. Vérification les armatures à ELS :

Elément	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	9.01	13.51
As [cm ²]	3.93	5.65
D [cm]	0.5895	0.8475
E [cm]	15.92	22.88
yser [cm]	3.44	4.01
I [cm ⁴]	7322.87	9781.97
K [N/mm ³]	0.12	0.14
σ_{bc} [Mpa]	4.24	5.54
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	185.55	196.60
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	201.63	201.63
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.137 : Vérification à ELS

H. Vérification la flèche :

$$\begin{aligned} \rightarrow \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \rightarrow \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \rightarrow \frac{A_s}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

h [cm]	l [cm]	Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
15	390	$0.038 < 0.063 \dots$ C.N.V
Mt [KN.m]	M0 [KN.m]	Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
13.51	18.01	$0.038 < 0.075 \dots$ C.N.V
A [cm ²]	bxd [cm ²]	Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
5.65	1350	$0.004 < 0.011 \dots$ C.V
Donc le calcul de la flèche est nécessaire		

Tableau.138 : Vérification la flèche

La flèche totale est donnée selon BAEL 91 comme suit : $\Delta\rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$

→ Cette flèche ne doit pas dépasser $\bar{\rho} = \frac{1}{500}$

Avec : ρ_{gv}, ρ_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes

ρ_{ji} : flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

ρ_{pi} : flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considère.

↳ D'après le BAEL91 : $\rightarrow f_i = \frac{M \times l^2}{10E_i \times I_{fv}}$; $\rightarrow f_v = \frac{M \times l^2}{10E_v \times I_{fv}}$

↳ La position de l'axe neutre : $by^2 + 2n(A_s + A'_s)y - 2n(dA_s + d'A'_s) = 0$

Avec : $A_s = A_{st} + A_{rép}$ et n : (coefficient d'équivalence).

b [cm]	h [cm]	d [cm]	L [m]	n	A's [cm ²]	As [cm ²]	y [cm]
100	15	13.5	3.9	15	0	7.7	4.54

Tableau.139 : La position de l'axe neutre

↳ Le moment d'inertie de la section homogène Réduit :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s(d-V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bh + 15A_s} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5\rho} \quad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$$

I [cm ⁴]	V [cm]	I0 [cm ⁴]	ρ	λi [Mpa]	λv [Mpa]
12343.58	7.93	31967.10	0.01	3.70	1.48

Tableau.140 : Les coefficients nécessaires pour calculer la flèche

↳ La flèche ρ_{gv} et ρ_{gi} :

$$G_{eq} = \frac{L_{palier} \times G_{palier} + L_{paillas} \times G_{paillas}}{L_{palier} + L_{paillas}} \quad M = \frac{0,75 G_{eq} \times l^2}{8}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} \quad \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad I_{pg} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{pv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad \rho_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 + E_i \times I_{pg}} \quad \rho_{gv} = \frac{M_s l^2}{10 + E_v \times I_{pv}}$$

Géq [KN/ml]	Ms [KN.m]	σs [Mpa]	μ	Ipg [cm ⁴]	Ipv [cm ⁴]	ρgi [mm]	ρgv [mm]
7.40	10.55	114.86	0.22	19413.18	26548.04	2.57	5.58

Tableau.141 : La flèche ρ_{gv} et ρ_{gi}

↳ La flèche ρ_{pi} :

$$G_{eq} = G + Q \quad M = \frac{0,75 G_{eq} \times l^2}{8}$$

Géq [KN/ml]	Ms [KN.m]	σs [Mpa]	μ	Ipi [cm ⁴]	ρpi [mm]
9.90	14.11	153.68	0.34	15511.15	4.30

Tableau.142 : La flèche ρ_{pi}

↪ La flèche ρ_{ji} :

La charge permanente avant la mise en place le revêtement :

Palier : $G = 1.35 \times G_{\text{palier}}$

Paillasse : $G = 1.35 \times G_{\text{paillasse}}$

$$G_{eq} = \frac{L_{\text{palier}} \times G_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}} \times G_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}} \quad M = \frac{0,75 G_{eq} \times l^2}{8}$$

G _{éq} [KN/ml]	Ms [KN.m]	σs [Mpa]	μ	I _{ji} [cm ⁴]	ρ _{ji} [mm]
7.19	10.25	111.64	0.21	19913.01	2.43

Tableau.143 : La flèche ρ_{ji}

La flèche : $\Delta\rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$

La fleche [mm]	4.88	➔	$\rho \leq \bar{\rho}$ C.V
La fleche adm [mm]	7.8		

Tableau.144 : La flèche totale

Figure.52 : Schéma de ferrailage d'escalier

CHAPITRE 04 :
ÉTUDE DYNAMIQUE

Introduction :

L'Algérie est un pays possède une activité sismique très important. Il est important et nécessaire d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Donc l'étude dynamique consiste à faire une conception parasismique de la structure, alors en va utiliser les règlements de RPA pour évaluer cette conception et calculer les efforts sismiques.

1. Le bloc 1 (gauche)

1.1. Vérification de l'interaction voile-portique : RPA99/v.2003.Art 3.4.4.a page 19

Il faut vérifier l'interaction voile-portique avant les calculs pour déterminer le coefficient de comportement dynamique R. (voir RPA l'article 3.4.4.a)

A. Sous charges verticales :

- Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_P}{\sum F_P + \sum F_V} \geq 80\%$
- Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_V}{\sum F_P + \sum F_V} \leq 20\%$

B. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_P}{\sum F_P + \sum F_V} \geq 25\%$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_V}{\sum F_P + \sum F_V} \leq 75\%$

D'abord on suppose que le système de contreventement est le système **4a** {**R=5**} et on vérifie les conditions précédentes de l'RPA alors on trouve d'après ETABS :

✚ Verticale :

Niveau	Charges reprises [KN]		Pourcentage repris [%]		Conditions de RPA
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Moyentot	348943.202	62850.8993	84.74 %	15.26 %	interaction assurer
Etg 9	7134.0139	1258.1101	85.01 %	14.99 %	interaction assurer
Etg 8	13280.3851	2465.754	84.34 %	15.66 %	interaction assurer
Etg 7	18532.4851	3720.3152	83.28 %	16.72 %	interaction assurer
Etg 6	23935.2169	4890.9263	83.03 %	16.97 %	interaction assurer
Etg 5	31520.604	5765.926	84.54 %	15.46 %	interaction assurer
Etg 4	37560.5164	6914.9116	84.45 %	15.55 %	interaction assurer
Etg 3	43398.7806	7927.7245	84.55 %	15.45 %	interaction assurer
Etg 2	52661.6523	8528.6676	86.06 %	13.94 %	interaction assurer
Etg 1	59196.0433	9654.9094	85.98 %	14.02 %	interaction assurer
RDC	61723.5045	11723.6546	84.04 %	15.96 %	interaction assurer

Tableau.145 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

✚ Horizontale :

Niveau	Charges reprises [KN]		Pourcentage repris [%]		Conditions de RPA
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Sens x					
Moyentot	14626.6808	11130.7211	56.79 %	43.21 %	interaction assurer
Etg 9	833.8466	456.1503	64.64 %	35.36 %	interaction assurer
Etg 8	1181.3742	542.046	68.55 %	31.45 %	interaction assurer
Etg 7	1245.2974	741.5207	62.68 %	37.32 %	interaction assurer
Etg 6	1270.6722	957.8733	57.02 %	42.98 %	interaction assurer
Etg 5	1713.899	1086.0259	61.21 %	38.79 %	interaction assurer
Etg 4	1666.6472	1281.3084	56.54 %	43.46 %	interaction assurer
Etg 3	1579.6882	1455.4774	52.05 %	47.95 %	interaction assurer
Etg 2	1812.9288	1537.3717	54.11 %	45.89 %	interaction assurer
Etg 1	1648.7088	1556.9355	51.43 %	48.57 %	interaction assurer
RDC	1673.6184	1516.0119	52.47 %	47.53 %	interaction assurer
Sens y					
Moyentot	13954.7474	10781.7613	56.41 %	43.59 %	interaction assurer
Etg 9	838.314	409.1484	67.2 %	32.8 %	interaction assurer
Etg 8	1210.4802	553.9236	68.61 %	31.39 %	interaction assurer
Etg 7	1247.6026	749.7921	62.46 %	37.54 %	interaction assurer
Etg 6	1260.4926	947.9622	57.08 %	42.92 %	interaction assurer
Etg 5	1706.011	1027.0346	62.42 %	37.58 %	interaction assurer
Etg 4	1624.9504	1205.8122	57.4 %	42.6 %	interaction assurer
Etg 3	1510.0296	1352.5747	52.75 %	47.25 %	interaction assurer
Etg 2	1727.4966	1422.5788	54.84 %	45.16 %	interaction assurer
Etg 1	1479.452	1533.3261	49.11 %	50.89 %	interaction assurer
RDC	1349.9184	1579.6086	46.08 %	53.92 %	interaction assurer

Tableau.146 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

⇒ Donc il y a une interaction voile-portique c'est à dire on laisse le système de contreventement : {le système **4a** : mixte portique/voile avec interaction} → **R = 5**.

1.2. La conception parasismique : RPA99/v.2003.Art 4.3.4 page 35.

1.2.1. Disposition des voiles :

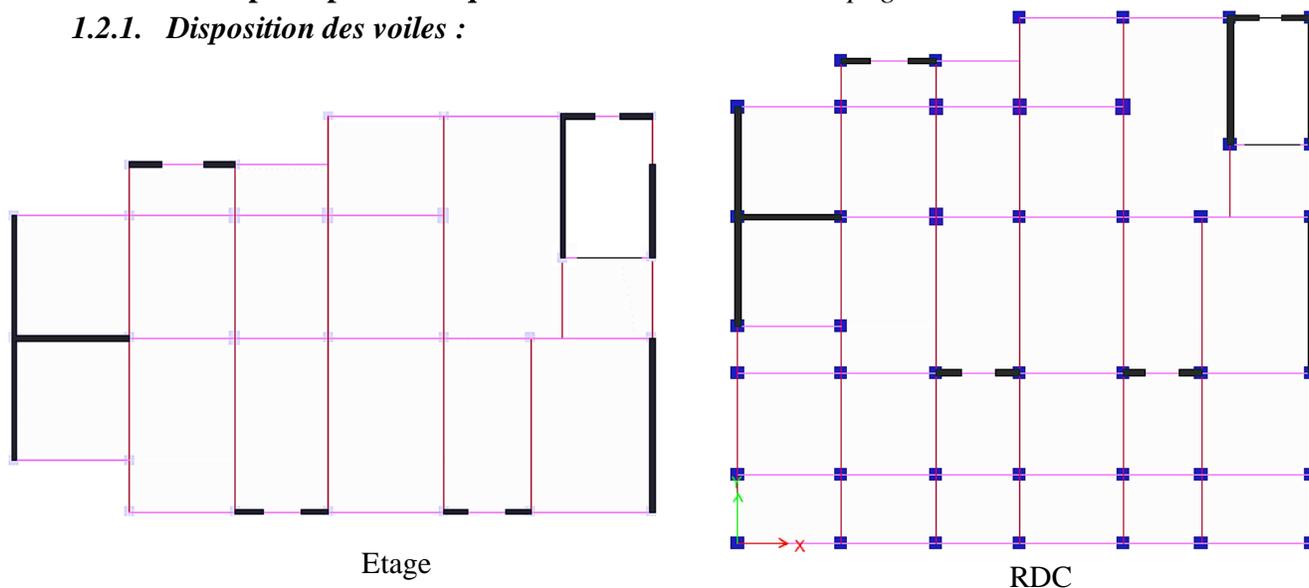


Figure.53 : Disposition des voiles

✚ Avant de faire la conception parasismique, on obtient les modes suivants :

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	1.321	0.729	1.71E-05	0.729	1.71E-05	0.0026
2	1.151	0.0001	0.2936	0.7292	0.2936	0.3969
3	0.935	1.562E-05	0.4143	0.7292	0.7079	0.2708
4	0.452	0.1085	2.34E-06	0.8377	0.7079	0.0001
5	0.404	7.533E-06	0.0436	0.8377	0.7515	0.0697
6	0.323	4.698E-05	0.0839	0.8377	0.8353	0.0411
7	0.288	0.0024	1.48E-05	0.8401	0.8354	0.0007
8	0.274	0.0219	0.0009	0.8621	0.8362	0.0009
9	0.261	0.0013	4.51E-05	0.8634	0.8363	0.0008
10	0.259	0.0001	3.61E-05	0.8634	0.8363	0.0005
11	0.252	0.0206	0.003	0.8841	0.8393	0.0113
12	0.233	0.0024	0.0125	0.8865	0.8519	0.0187
13	0.218	1.504E-06	1.36E-05	0.8865	0.8519	2.23E-05
14	0.19	0.002	0.0373	0.8885	0.8891	0.0084
15	0.183	0.021	0.0005	0.9095	0.8897	0.014
16	0.174	0.0056	0.0067	0.9151	0.8964	0.0099
17	0.163	0.0022	0.0027	0.9173	0.8991	0.0035
18	0.138	0.0001	0.0289	0.9174	0.9279	0.0022
19	0.133	0.0226	2.85E-05	0.94	0.9279	0.005

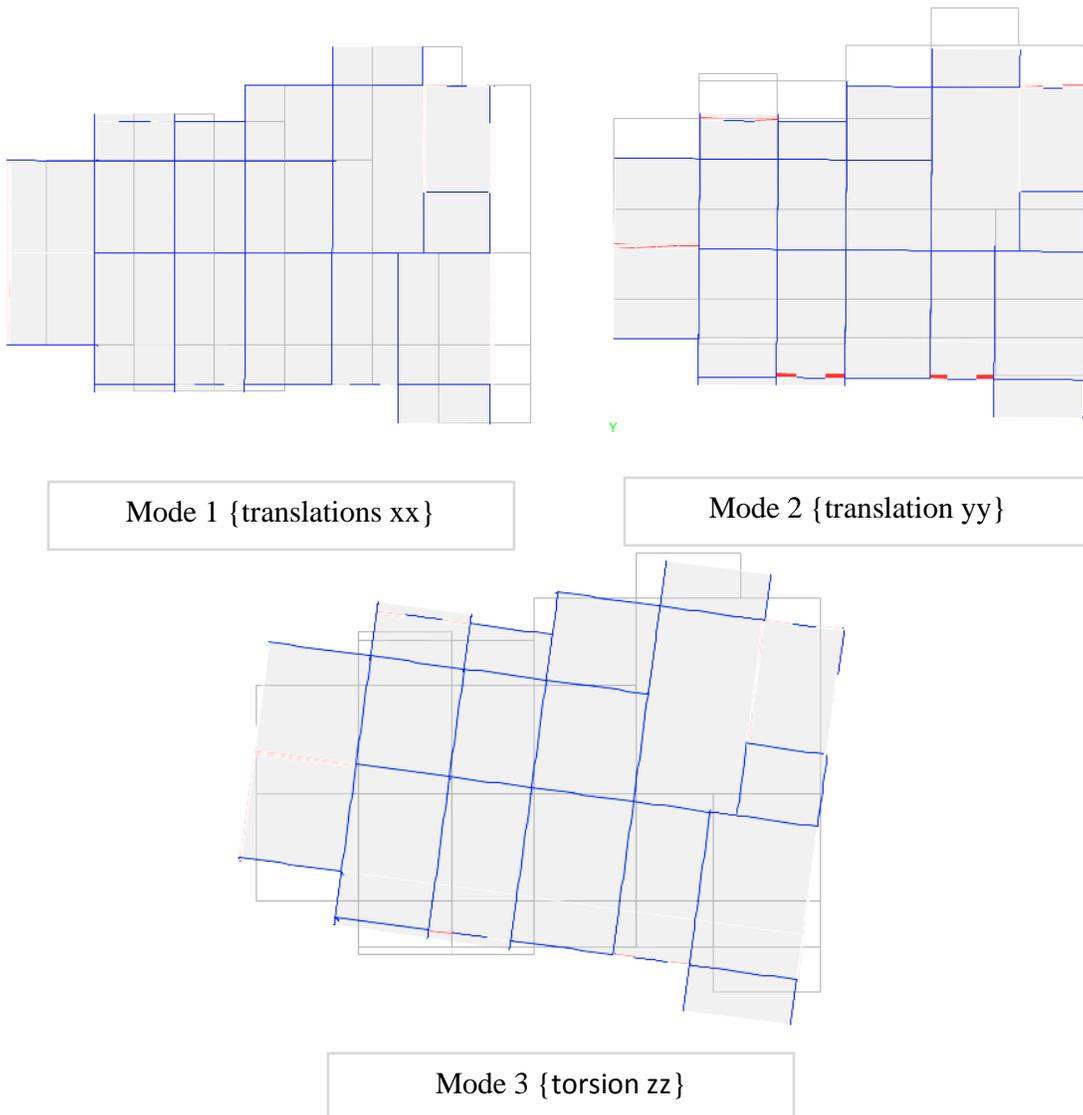
Tableau.147 : Les modes sismique avant la conception parasismique

✚ Après la conception parasismique, on obtient :

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.765	0.6696	1.22E-05	0.6696	1.22E-05	0.0014
2	0.513	4.91E-05	0.6366	0.6697	0.6366	0.0019
3	0.399	0.0001	0.0008	0.6697	0.6374	0.6054
4	0.212	0.1663	8.43E-07	0.836	0.6374	2.91E-05
5	0.129	0.0002	0.1637	0.8363	0.8011	0.0079
6	0.11	0.0048	2.02E-05	0.841	0.8012	0.0008
7	0.11	0.0005	0.0023	0.8415	0.8035	0.0001
8	0.109	0.0004	0.0165	0.8419	0.82	0.004
9	0.108	0.0383	0.0001	0.8802	0.8201	0.0021
10	0.102	0.0031	0.0008	0.8833	0.8209	0.0134
11	0.1	0.003	0.005	0.8864	0.826	0.0553
12	0.095	0.0166	3.48E-06	0.903	0.826	0.0008
13	0.094	0.0001	0.005	0.903	0.831	0.1023
14	0.074	0.0033	1.94E-05	0.9063	0.831	0.0001
15	0.073	0.0002	0.0037	0.9065	0.8348	0.0005
16	0.067	0.0289	2.87E-06	0.9353	0.8348	0.0002
17	0.061	0.0008	0.0155	0.9362	0.8503	0.008
18	0.057	0.002	0.0459	0.9381	0.8962	0.0008
19	0.056	0.0083	0.0069	0.9465	0.9031	0.0001

Tableau.148 : Les modes sismique après la conception parasismique

1.2.2. Comportement de la structure :



- ↪ Le mode 1 est une translation dans les sens xx, le mode 2 est une translation dans le sens yy et le mode 3 est une torsion par rapport à l'axe zz ; {les modes sont vérifiés}
- ↪ La participation massique atteindra 90% au mode 12 dans le sens XX et 19 dans le sens YY. {Elle dépasse les trois modes dans les deux sens ... CV}
- ↪ Alors la structure est possédée un bon comportement contre les séismes selon RPA.

1.2.3. La méthode statique équivalente : RPA99/v.2003.Art 4.1.2 page 24.

Cette méthode est une l'une des méthodes de calcul dynamique dans RPA alors cette méthode est bien détaillée dans le document de l'RPA.

- ↪ Conditions d'application : Voir le RPA99/v.2003.Art 4.1.2 page 24.
- ↪ Principe de la méthode : Voir le RPA99/v.2003.Art 4.2.1 page 25-33

↳ *Le spectre de réponse est :*

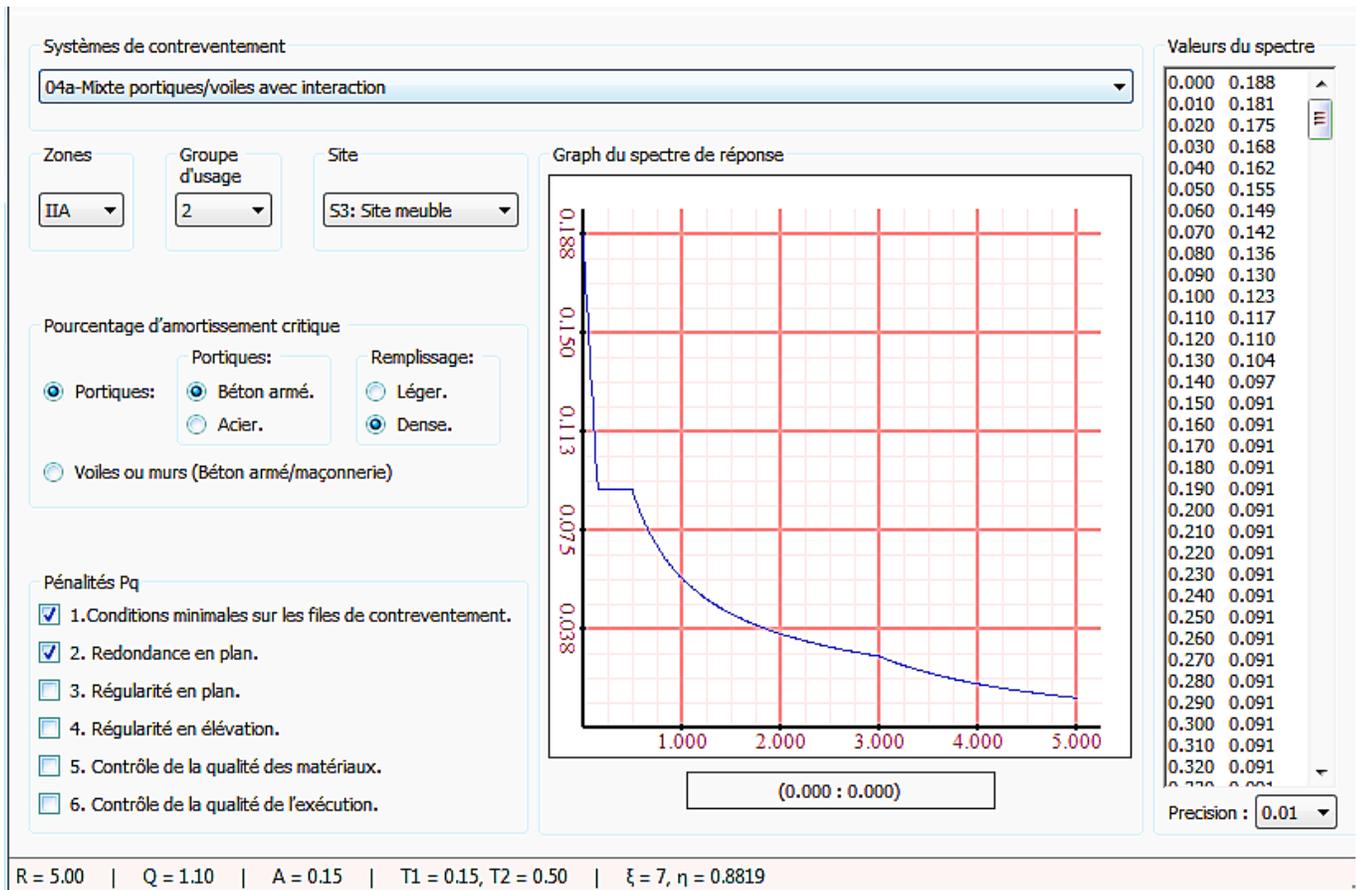


Figure.54 : Spectre de réponse du bloc 1

↳ *Les résultats après l'application de la méthode statique équivalente :*

Calcul de la période T selon RPA								Etabs
Sens	hN [m]	L [m]	C _T	T _i [s]	T _c [s]	TRPA [s]	1.3×TRPA [s]	TETABS [s]
X	30.6	19.9	0.05	0.617	0.651	0.617	0.802	0.765
Y		18.2		0.646		0.646	0.84	0.765
Vérification								
TRPA < TETABS < 1.3xTRPA donc on prend TRPA pour le calcul de D.								

Tableau.149 : Calcul et Vérification de la période T selon RPA

Sens	A	R	Q	D	ξ	η	T ₂ [s]
X	0.15	5	1.1	1.91	7	0.88	0.5
Y	0.15	5	1.1	1.85			

Tableau.150 : Coefficients et facteurs de l'RPA {A, D, Q et R}

✓ Vérification de résultante des forces sismiques : RPA99/v.2003.Art 4.3.6 page 36

Sens	W	V _{sé} [KN]	0.8×V _{sé} [KN]	V _{dyn} [KN]	Conditions de RPA 0.8×V _{sé} < V _{dyn}
X	27825.8	1753.862	1403.09	1539.13	C.V
Y		1698.767	1359.01	1855.09	C.V

Tableau.151 : Vérification de résultante des forces sismiques

✓ Excentricité : RPA99/v.2003.Art 3.5.1.a2 page 22

XCCM [KN]	YCCM [KN]	XCR [KN]	YCR [KN]	ex [KN]	ey [KN]	ex [%]	ey [%]	Conditions de RPA ex ≤ 15 ey ≤ 15	
10.6786	11.894	10.575	11.3	0.104	0.594	0.521	3.264	C.V	C.V
10.7008	11.8911	10.1061	11.4471	0.595	0.444	2.988	2.44	C.V	C.V
10.7221	11.8891	10.0075	11.5714	0.715	0.318	3.591	1.746	C.V	C.V
10.6511	11.807	10.0826	11.6973	0.569	0.11	2.857	0.603	C.V	C.V
10.6815	11.8129	10.2367	11.8117	0.445	0.001	2.235	0.007	C.V	C.V
10.706	11.8323	10.4217	11.9068	0.284	0.075	1.429	0.409	C.V	C.V
10.7309	11.878	10.6008	11.9892	0.13	0.111	0.654	0.611	C.V	C.V
10.6644	11.8198	10.7491	12.0548	0.085	0.235	0.426	1.291	C.V	C.V
10.9056	11.6798	10.8583	12.0803	0.047	0.4	0.238	2.201	C.V	C.V
10.2042	8.7062	11.6806	10.7268	1.476	2.021	7.419	11.1	C.V	C.V

Tableau.152 : Excentricité

✓ Vérification de l'effort normal réduit : RPA99/v.2003.Art 7.4.3.1 page 50

Niveau	b [cm]	h [cm]	B [m²]	N _{dyn} [KN]	v	Conditions de RPA v ≤ 0.3
RDC-1-2	50	60	0.30	1339.13	0.179	C.V
	45	45	0.20	1457.56	0.288	C.V
3-4-5	45	55	0.25	945.54	0.153	C.V
	40	40	0.16	957.92	0.239	C.V
6-7-8	40	50	0.20	537.21	0.107	C.V
	35	35	0.12	532.50	0.174	C.V
9	35	45	0.16	138.65	0.035	C.V
	30	30	0.09	142.99	0.064	C.V

Tableau.153 : Vérification de l'effort normal réduit

✓ *Justification vis à vis des déformations : RPA99/v.2003.Art 5.10 page 40*

La justification vis à vis des déformations c'est à dire la justification des déplacements inter-étages

Sens x					
Etage	δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δ_k [cm]	1%hk [cm]	Conditions de RPA $\delta_k < h_k$
Etg 9	1.43867408	7.19337	0.714641	3.06	CV
Etg 8	1.29574585	6.478729	0.782071	3.06	CV
Etg 7	1.13933171	5.696659	0.83655	3.06	CV
Etg 6	0.97202173	4.860109	0.875033	3.06	CV
Etg 5	0.79701506	3.985075	0.87752	3.06	CV
Etg 4	0.62151101	3.107555	0.859511	3.06	CV
Etg 3	0.44960872	2.248044	0.797516	3.06	CV
Etg 2	0.29010558	1.450528	0.686015	3.06	CV
Etg 1	0.15290265	0.764513	0.529987	3.06	CV
RDC	0.04690522	0.234526	0.234526	3.06	CV
Sens y					
Etage	δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δ_k [cm]	1%hk [cm]	Conditions de RPA $\delta_k < h_k$
Etg 9	0.86466376	4.323319	0.528629	3.06	CV
Etg 8	0.75893805	3.79469	0.534508	3.06	CV
Etg 7	0.65203651	3.260183	0.547937	3.06	CV
Etg 6	0.54244912	2.712246	0.548446	3.06	CV
Etg 5	0.4327599	2.163799	0.526967	3.06	CV
Etg 4	0.32736654	1.636833	0.491978	3.06	CV
Etg 3	0.22897096	1.144855	0.438543	3.06	CV
Etg 2	0.14126245	0.706312	0.354607	3.06	CV
Etg 1	0.07034096	0.351705	0.248467	3.06	CV
RDC	0.02064752	0.103238	0.103238	3.06	CV

Tableau.154 : Justification vis à vis des déformations

✓ *Justification vis à vis de l'effet P-Δ : RPA99/v.2003.Art 5.9 page 40*

Sens x						
Etage	hk [cm]	Pk [KN]	Δk [cm]	Vk [KN]	θ _k	Conditions de RPA θ _k ≤ 0.10
Etg 9	306	2506.571	0.714641	288.4688	0.020293	CV
Etg 8	306	5122.685	0.782071	517.393	0.025305	CV
Etg 7	306	7738.8	0.83655	703.4923	0.030074	CV
Etg 6	306	10365.68	0.875033	858.9334	0.03451	CV
Etg 5	306	13022.13	0.87752	987.957	0.037799	CV
Etg 4	306	15678.59	0.859511	1100.555	0.040015	CV
Etg 3	306	18335.47	0.797516	1192.095	0.040087	CV
Etg 2	306	21074.5	0.686015	1266.263	0.037312	CV
Etg 1	306	23813.54	0.529987	1319.77	0.031251	CV
RDC	306	27825.83	0.234526	1373.421	0.015528	CV
Sens y						
Etage	hk [cm]	Pk [KN]	Δk [cm]	Vk [KN]	θ _k	Conditions de RPA θ _k ≤ 0.10
Etg 9	306	2506.571	0.528629	369.1227	0.011731	CV
Etg 8	306	5122.685	0.534508	661.78	0.013521	CV
Etg 7	306	7738.8	0.547937	898.5139	0.015423	CV
Etg 6	306	10365.68	0.548446	1098.828	0.016908	CV
Etg 5	306	13022.13	0.526967	1262.842	0.017758	CV
Etg 4	306	15678.59	0.491978	1397.748	0.018034	CV
Etg 3	306	18335.47	0.438543	1503.083	0.017482	CV
Etg 2	306	21074.5	0.354607	1586.589	0.015393	CV
Etg 1	306	23813.54	0.248467	1645.782	0.011749	CV
RDC	306	27825.83	0.103238	1708.221	0.005496	CV

Tableau.155 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus dans ce tableau les effets P-Δ peuvent être négligés.

2. Le bloc 2 (droite)

2.1. Vérification de l'interaction voile-portique : RPA99/v.2003.Art 3.4.4.a page 19

D'abord on suppose que le système de contreventement est le système **4a** {**R** = **5**} et on vérifie les conditions précédentes de l'RPA alors on trouve d'après ETABS :

Remarque :

On faire les mêmes calcule que (1.1. Vérification de l'interaction voile-portique) de bloc 1 mais on présente le pourcentage moyen totale seulement.

✚ Verticale :

Niveau	Charges reprises [KN]		Pourcentage repris [%]		Conditions de RPA
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Moyentot	205852.604	76723.1822	72.85 %	27.15 %	interaction non assurer

Tableau.156 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

✚ Horizontale :

Niveau	Charges reprises [KN]		Pourcentage repris [%]		Conditions de RPA
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Sens x					
Moyentot	6916.4734	15026.3301	31.52 %	68.48 %	interaction assurer
Sens y					
Moyentot	5835.072	15736.9111	27.05 %	72.95 %	interaction assurer

Tableau.157 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

⇒ Donc il n'y a pas d'interaction voile-portique c'est à dire on doit rectifier le système de contreventement : {le système **4b** : portiques contreventés par des voiles} → **R = 4**.

2.2. La conception parasismique : RPA99/v.2003.Art 4.3.4 page 35.

2.2.1. Disposition des voiles :

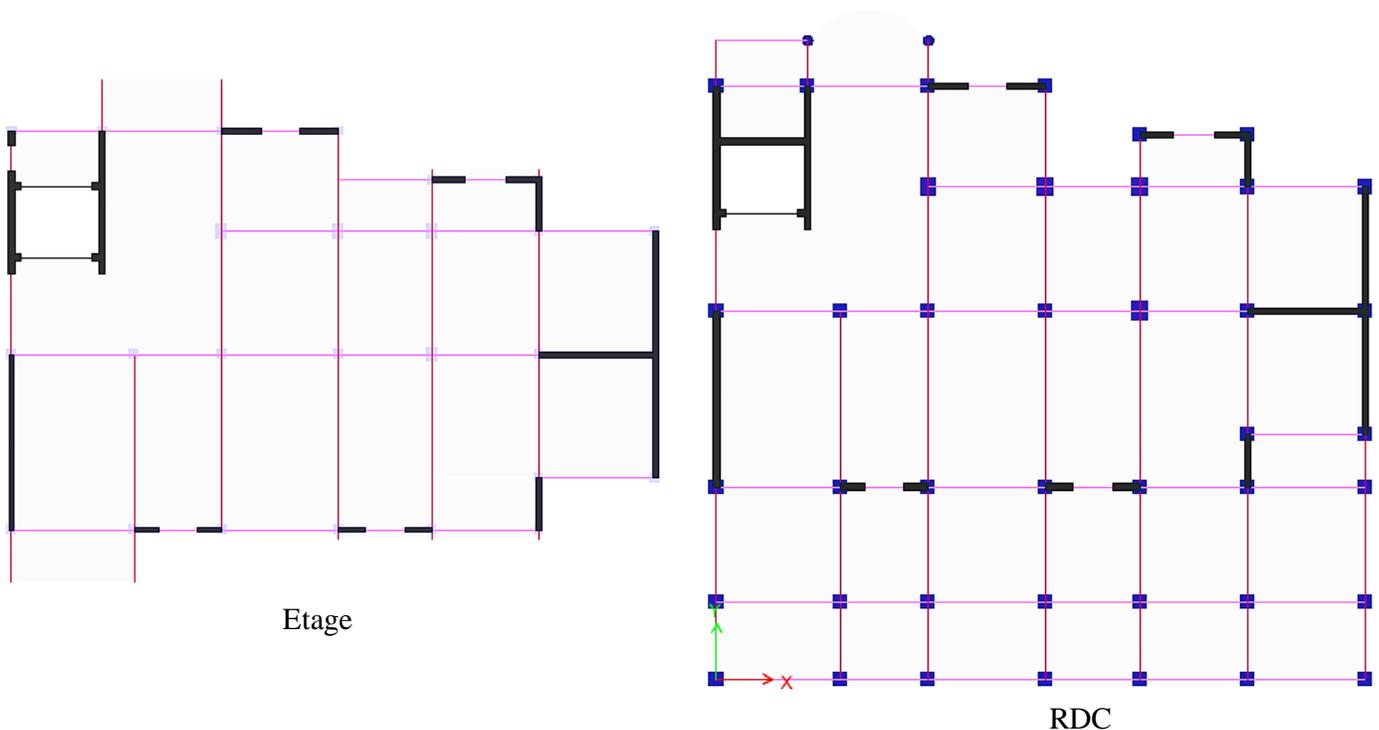


Figure.55 : Disposition des voiles

✚ Avant de faire la conception parasismique, on obtient les modes suivants :

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	1.359	0.6925	3.54E-05	0.6925	3.54E-05	0.0009
2	0.929	0.0000215	0.3802	0.6926	0.3802	0.2986
3	0.685	9.28E-07	0.2856	0.6926	0.6659	0.3311
4	0.459	0.1006	0.0001	0.7931	0.666	0.0002
5	0.318	0.0004	0.0643	0.7935	0.7302	0.0603
6	0.265	0.0415	0.0006	0.835	0.7309	0.0002
7	0.189	0.0172	0.018	0.8522	0.7489	0.0097
8	0.179	0.011	0.014	0.8632	0.7629	0.0143
9	0.168	0.0005	0.0786	0.8636	0.8414	0.0857
10	0.144	0.0158	0.0066	0.8795	0.848	0.0048
11	0.129	0.002	0.015	0.8815	0.863	0.0164
12	0.122	0.0006	0.01	0.8821	0.8731	0.0125
13	0.115	0.0171	0.0001	0.8992	0.8732	0.0084
14	0.103	0.0016	0.0026	0.9008	0.8757	0.0013
15	0.097	0.0005	0.0089	0.9012	0.8846	0.0171
16	0.094	0.0192	0.0006	0.9204	0.8852	0.0039
17	0.084	0.0077	0.0025	0.9281	0.8878	0.01
18	0.077	0.0043	0.0209	0.9324	0.9087	0.0026
19	0.073	0.0184	0.0018	0.9508	0.9104	0.0015

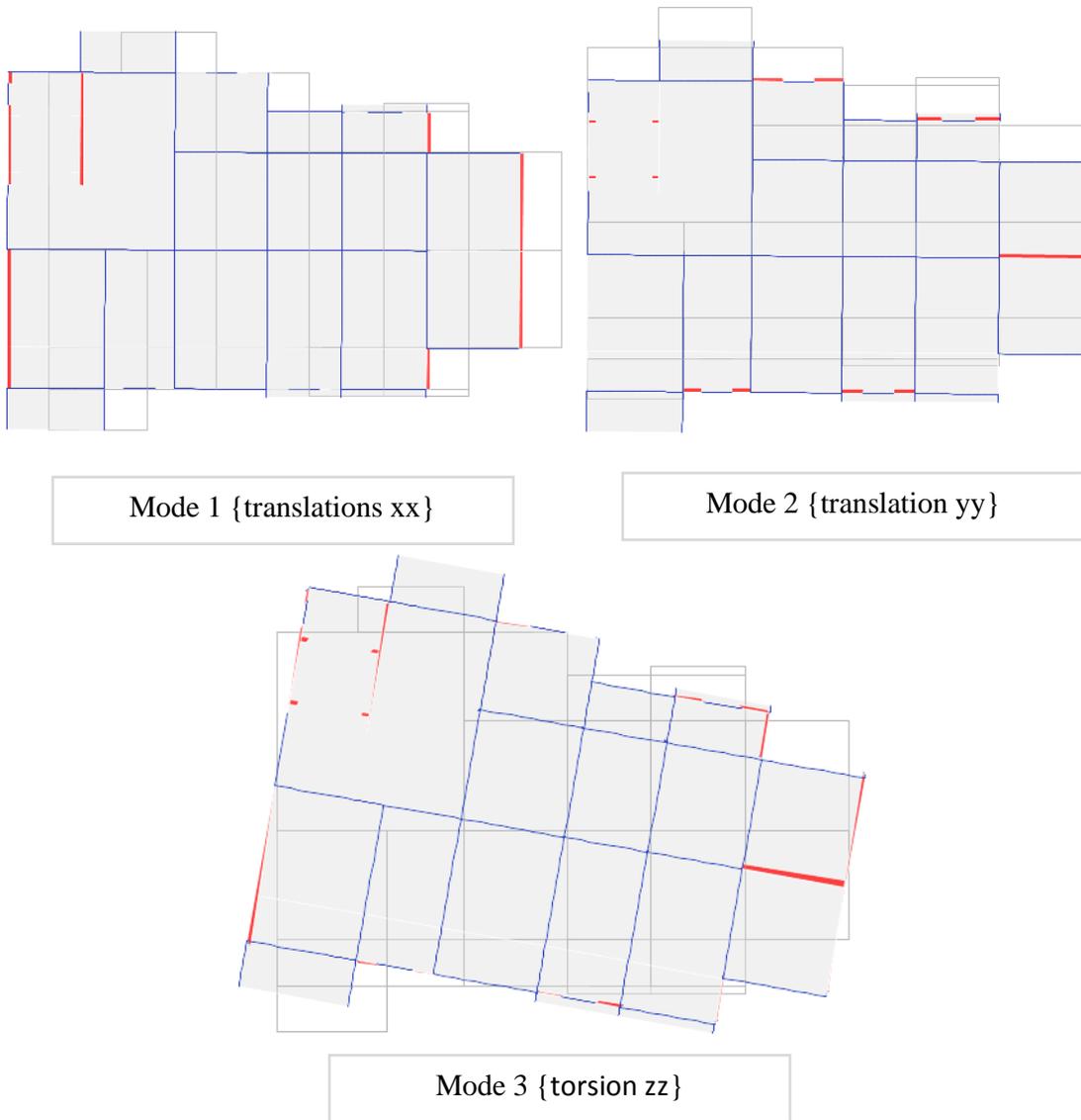
Tableau.158 : Les modes sismique avant la conception parasismique

✚ Après la conception parasismique, on obtient :

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.734	0.6648	0.00E+00	0.6648	0.00E+00	0.001
2	0.481	1.32E-06	0.6418	0.6648	0.6418	1.414E-05
3	0.381	5.07E-07	0.0001	0.6648	0.6419	0.6092
4	0.204	0.1534	0.00E+00	0.8182	0.6419	6.00E-04
5	0.135	0.007	0.028	0.8252	0.67	0.0011
6	0.134	0.0079	1.97E-02	0.8331	0.6896	0.0144
7	0.112	1.02E-06	0.1391	0.8331	0.8288	0.0001
8	0.104	0.0005	0.0001	0.8336	0.8289	0.0007
9	0.103	0.0033	0.0001	0.8369	0.8289	0.0006
10	0.095	0.0248	6.09E-06	0.8617	0.8289	0.0003
11	0.093	0.0247	0.0003	0.8865	0.8292	0.007
12	0.091	0	0.0035	0.8865	0.8328	0.1299
13	0.089	0.0047	0.0012	0.8912	0.834	0.0357
14	0.075	0.0004	1.30E-03	0.8915	0.8353	0.0009
15	0.072	0.0033	0.0005	0.8949	0.8358	3.048E-05
16	0.067	0.0011	2.50E-03	0.896	0.8383	0.0016
17	0.061	0.021	5.00E-04	0.917	0.8388	0
18	0.056	0.017	0.0038	0.9339	0.8426	0.0042
19	0.052	0.0011	0.0578	0.935	0.9004	0.0005

Tableau.159 : Les modes sismique après la conception parasismique

2.2.2. Comportement de la structure :



- ↪ Le mode 1 est une translation dans les sens xx, le mode 2 est une translation dans le sens yy et le mode 3 est une torsion par rapport à l'axe zz ; {les modes sont vérifiés}
- ↪ La participations massique atteindre 90% au mode 17 dans le sens XX et 19 dans le sens YY. {Elle dépasse les trois modes dans les deux sens ... CV}
- ↪ Alors la structure est possédée un bon comportement contre les séismes selon RPA.

2.2.3. La méthode statique équivalente : RPA99/v.2003.Art 4.1.2 page 24.

Cette méthode est une l'une des méthodes de calcul dynamique dans RPA alors cette méthode est bien détaillée dans le document de l'RPA.

- ↪ Conditions d'application : Voir le RPA99/v.2003.Art 4.1.2 page 24.

↳ Principe de la méthode : Voir le *RPA99/v.2003.Art 4.2.1* page 25-33

↳ **Le spectre de réponse est :**

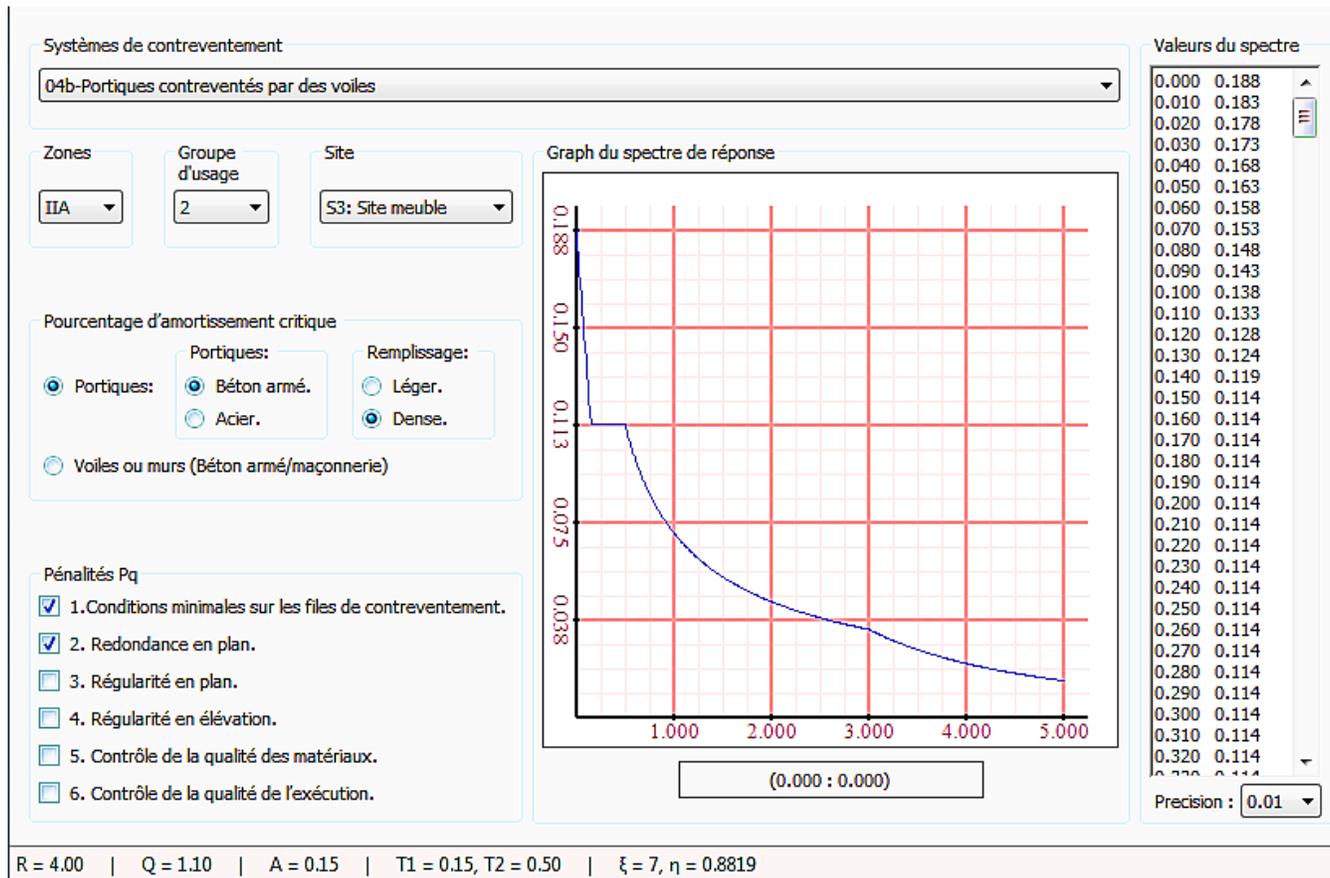


Figure.56 : Spectre de réponse du bloc 2

↳ **Les résultats après l'application de la méthode statique équivalente :**

Calcul de la période T selon RPA								Etabs
Sens	hN [m]	L [m]	C _T	T _i [s]	T _c [s]	T _{RPA} [s]	1.3×T _{RPA} [s]	T _{ETABS} [s]
X	30.6	19.9	0.05	0.617	0.651	0.617	0.802	0.734
Y		19.6		0.622		0.622	0.809	0.734

Vérification

TRPA < TETABS < 1.3xTRPA donc on prend TRPA pour le calcul de D.

Tableau.160 : Calcul et Vérification de la période T selon RPA

Sens	A	R	Q	D	ξ	η	T ₂ [s]
X	0.15	4	1.1	1.91	7	0.88	0.5
Y	0.15	4	1.1	1.9			

Tableau.161 : Coefficients et facteurs de l'RPA {A, D, Q et R}

✓ Excentricité : RPA99/v.2003.Art 3.5.1.a2 page 22

XCCM [KN]	YCCM [KN]	XCR [KN]	YCR [KN]	ex [KN]	ey [KN]	ex [%]	ey [%]	Conditions de RPA	
								ex ≤ 15	ey ≤ 15
1.4393	15.9042	4.2805	14.4078	2.8412	1.496	14.277	8.222	C.V	C.V
8.3105	12.1389	8.2951	12.4966	0.0154	0.358	0.077	1.965	C.V	C.V
8.7756	12.0516	8.4219	12.4844	0.3537	0.433	1.777	2.378	C.V	C.V
8.9386	12.0269	8.5927	12.4739	0.3459	0.447	1.738	2.456	C.V	C.V
9.0246	12.0054	8.793	12.4597	0.2316	0.454	1.164	2.496	C.V	C.V
9.0813	11.988	9.0044	12.4488	0.0769	0.461	0.386	2.532	C.V	C.V
9.1238	11.9752	9.2038	12.4405	0.08	0.465	0.402	2.557	C.V	C.V
9.1445	11.9768	9.3585	12.4542	0.214	0.477	1.075	2.623	C.V	C.V
9.1626	11.978	9.3968	12.5022	0.2342	0.524	1.177	2.88	C.V	C.V
9.1788	11.979	9.1877	12.7119	0.0089	0.733	0.045	4.027	C.V	C.V
9.2307	11.5859	8.9702	12.8336	0.2605	1.248	1.309	6.855	C.V	C.V

Tableau.162 : Excentricité

✓ Vérification de résultante des forces sismiques : RPA99/v.2003.Art 4.3.6 page 36

Sens	W	V _{sé} [KN]	0.8×V _{sé} [KN]	V _{dyn} [KN]	Conditions de RPA
					0.8×V _{sé} < V _{dyn}
X	28086.4	2212.856	1770.28	1826.67	C.V
Y		2201.27	1761.02	2199.34	C.V

Tableau.163 : Vérification de résultante des forces sismiques

✓ Vérification de l'effort normal réduit : RPA99/v.2003.Art 7.4.3.1 page 50

Niveau	b [cm]	h [cm]	B [m²]	N _{dyn} [KN]	v	Conditions de RPA
						v ≤ 0.3
RDC-1-2	50	60	0.30	1340.97	0.179	C.V
	45	45	0.20	1513.45	0.299	C.V
3-4-5	45	55	0.25	926.55	0.15	C.V
	40	40	0.16	938.22	0.235	C.V
6-7-8	40	50	0.20	525.98	0.105	C.V
	35	35	0.12	515.29	0.168	C.V
9-LM	35	45	0.16	172.51	0.044	C.V
	30	30	0.09	193.68	0.086	C.V

Tableau.164 : Vérification de l'effort normal réduit

✓ Justification vis à vis des déformations : RPA99/v.2003.Art 5.10 page 40

La justification vis à vis des déformations c'est à dire la justification des déplacements inter-étages

Sens x					
Etage	δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δk [cm]	1%hk [cm]	Conditions de RPA $\delta_k < hk$
LM	1.78844566	8.94222832	0.623209	3.06	CV
Etg 9	1.66380389	8.31901947	0.838459	3.06	CV
Etg 8	1.49611203	7.48056016	0.911013	3.06	CV
Etg 7	1.31E+00	6.56954757	0.975012	3.06	CV
Etg 6	1.12E+00	5.59453575	1.022011	3.06	CV
Etg 5	9.15E-01	4.5725246	1.032006	3.06	CV
Etg 4	7.08E-01	3.54051868	1.01201	3.06	CV
Etg 3	5.06E-01	2.52850835	0.933502	3.06	CV
Etg 2	3.19E-01	1.59500635	0.805001	3.06	CV
Etg 1	1.58E-01	0.7900057	0.576996	3.06	CV
RDC	4.26E-02	0.21300939	0.213009	3.06	CV
Sens y					
Etage	δ_{ek} [cm]	δ_k [cm]	Δk [cm]	1%hk [cm]	Conditions de RPA $\delta_k < hk$
LM	1.0660136	5.33006801	0.609339	3.06	CV
Etg 9	0.9441458	4.72072902	0.545578	3.06	CV
Etg 8	0.83503019	4.17515093	0.595545	3.06	CV
Etg 7	0.71592113	3.57960563	0.605024	3.06	CV
Etg 6	0.59491627	2.97458136	0.602024	3.06	CV
Etg 5	0.47451148	2.37255738	0.580486	3.06	CV
Etg 4	0.35841429	1.79207143	0.542481	3.06	CV
Etg 3	0.24991801	1.24959003	0.476454	3.06	CV
Etg 2	0.1546272	0.77313598	0.387382	3.06	CV
Etg 1	0.07715083	0.38575413	0.270678	3.06	CV
RDC	0.02301521	0.11507606	0.115076	3.06	CV

Tableau.165 : Justification vis à vis des déformations

✓ *Justification vis à vis de l'effet P-Δ : RPA99/v.2003.Art 5.9 page 40*

Sens x						
Etage	hk [cm]	Pk [KN]	Δk [cm]	Vk [KN]	θ _k	Conditions de RPA θ _k ≤ 0.10
LM	306	418.6168	0.623209	74.52749	0.01144	CV
Etg 9	306	2997.6942	0.838459	402.7285	0.020396	CV
Etg 8	306	5580.1857	0.911013	687.0156	0.024182	CV
Etg 7	306	8162.67718	0.975012	917.1735	0.028358	CV
Etg 6	306	10755.9308	1.022011	1112.367	0.032295	CV
Etg 5	306	13378.846	1.032006	1276.36	0.035351	CV
Etg 4	306	16001.761	1.01201	1417.884	0.037324	CV
Etg 3	306	18625.4226	0.933502	1530.958	0.037114	CV
Etg 2	306	21331.7549	0.805001	1617.379	0.034697	CV
Etg 1	306	24038.0871	0.576996	1676.301	0.02704	CV
RDC	306	28086.3804	0.213009	1726.674	0.011323	CV
Sens y						
Etage	hk [cm]	Pk [KN]	Δk [cm]	Vk [KN]	θ _k	Conditions de RPA θ _k ≤ 0.10
LM	306	418.6168	0.609339	81.02893	0.010288	CV
Etg 9	306	2997.6942	0.545578	501.2418	0.010663	CV
Etg 8	306	5580.1857	0.595545	869.6114	0.012489	CV
Etg 7	306	8162.67718	0.605024	1167.458	0.013824	CV
Etg 6	306	10755.9308	0.602024	1418.396	0.014919	CV
Etg 5	306	13378.846	0.580486	1624.888	0.015619	CV
Etg 4	306	16001.761	0.542481	1789.222	0.015855	CV
Etg 3	306	18625.4226	0.476454	1921.329	0.015094	CV
Etg 2	306	21331.7549	0.387382	2021.302	0.01336	CV
Etg 1	306	24038.0871	0.270678	2092.07	0.010164	CV
RDC	306	28086.3804	0.115076	2149.342	0.004914	CV

Tableau.166 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus dans ce tableau les effets P-Δ peuvent être négligés.

3. Le joint de rupture RPA99/v.2003.Art 5.8.a page 39

La largeur du joint de rupture est en fonction des déplacements des deux blocs.

Remarque : Voir RPA pour plus de détaille.

δ1 [mm]	δ2 [mm]	Joint de rupture [mm]	Conditions de RPA d _{min} ≥ 40 mm
14.839	17.405	d _{min} = 47.244	CV
Donc on adopte un joint de 5 cm			

Tableau.167 : détermination et vérification du joint de rupture

4. Conclusion de part dynamique

Le choix de la disposition des voiles pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tous les type des structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes alors nous avons essayé plusieurs fois avec la disposition jusqu'à nous arriver de disposer les voiles d'une manière qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences imposées par le *RPA99/v.2003*.

Donc les exigences qui nous avons justifié et vérifié selon le *RPA99/v.2003* sont :

- ✓ La vérification de l'interaction voile-portique {verticale et horizontale}
- ✓ La vérification de comportement de la structure {la période, les modes...}
- ✓ La vérification de l'excentricité {additionnel}
- ✓ La vérification de l'effort normale réduit
- ✓ La vérification de la résultante des forces sismiques
- ✓ La justification vis-à-vis des déformations et d'effet P- Δ .

Aussi qu'on basé sur les dimensions suivantes pour faire les justifications précédemment :

Balcons	
	e = 12 cm
Dalle plein d'Ascen	
	e = 16 cm
Escaliers	
palier	e = 15 cm
paillasse	e = 15 cm
Poutres	
PP	(30 × 50) cm²
PS	(30 × 35) cm²
Voiles	
étages	e = 15 cm
RDC	e = 20 cm
ascenseur	e = 20 cm
Poteaux	
RDC et	(50×60) cm²
étages 1, 2	(45×45) cm²
étages	(45×55) cm²
3, 4, 5	(40×40) cm²
étages	(40×50) cm²
6, 7, 8	(35×35) cm²
étage 9 et	(35×45) cm²
local machine	(30×30) cm²

CHAPITRE 05 :
FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Introduction :

Notre structure est contreventée mixte (poutres-poteaux et voiles), ils sont soumis soit à : la flexion simple, flexion composée, compression simple et la traction simple.

- ❖ Ces éléments sont réalisés en béton armé et leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, ils doivent être bien armés et bien disposés pour bien supporter et reprendre tous genre de sollicitations.
- ❖ Le ferrailage s'effectuera selon les règlements de : → BAEL.91
→ RPA 99/v.2003
→ C.B.A.93
- ❖ La fissuration sera considérée comme peu nuisible pour les éléments structuraux intermédiaires et préjudiciables pour les autres. Ceci nous conduit à un calcul avec les combinaisons des états limites ultimes et accidentels.
- ❖ Le passage de l'ELU à l'ELS s'effectue en introduisant les coefficients de sécurité des matériaux (béton et acier) correspondant aux états limites considérés donnés :

γ_b	γ_s	f_{c28} [Mpa]	f_{bu} [Mpa]	f_e [Mpa]	f_{st} [Mpa]
Situation durable					
1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle					
1.15	1	25	18.5	400	400

- ❖ Les sollicitations pour le ferrailage est calculé par le logiciel ETABS.
- ❖ On a deux Blocs, nous allons ferrailer un seul bloc (bloc 1) comme exemple.

1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

- Le moment fléchissant pour déterminer les dimensions des armatures longitudinales.
- L'effort tranchant permet de déterminer les dimensions des armatures transversales.

Les combinaisons les plus défavorables exigées pour extraire les efforts dans le but de calculer le ferrailage des poutres depuis le logiciel ETABS sont :

- **Selon BAEL.91** : Situation durable {ELU}
 1. $1.35G + 1.5Q \dots$ BAEL.91 → Moment en travée
- **Selon RPA99/v.2003** : Situation accidentelle { Article 5.2 page 38 }
 2. $G + Q \pm E \dots$ RPA.2003 → Moment sur appui à la nappe inférieure
 3. $0.8G \pm E \dots$ RPA.2003 → Moment sur appui à la nappe supérieure

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 50)$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35)$

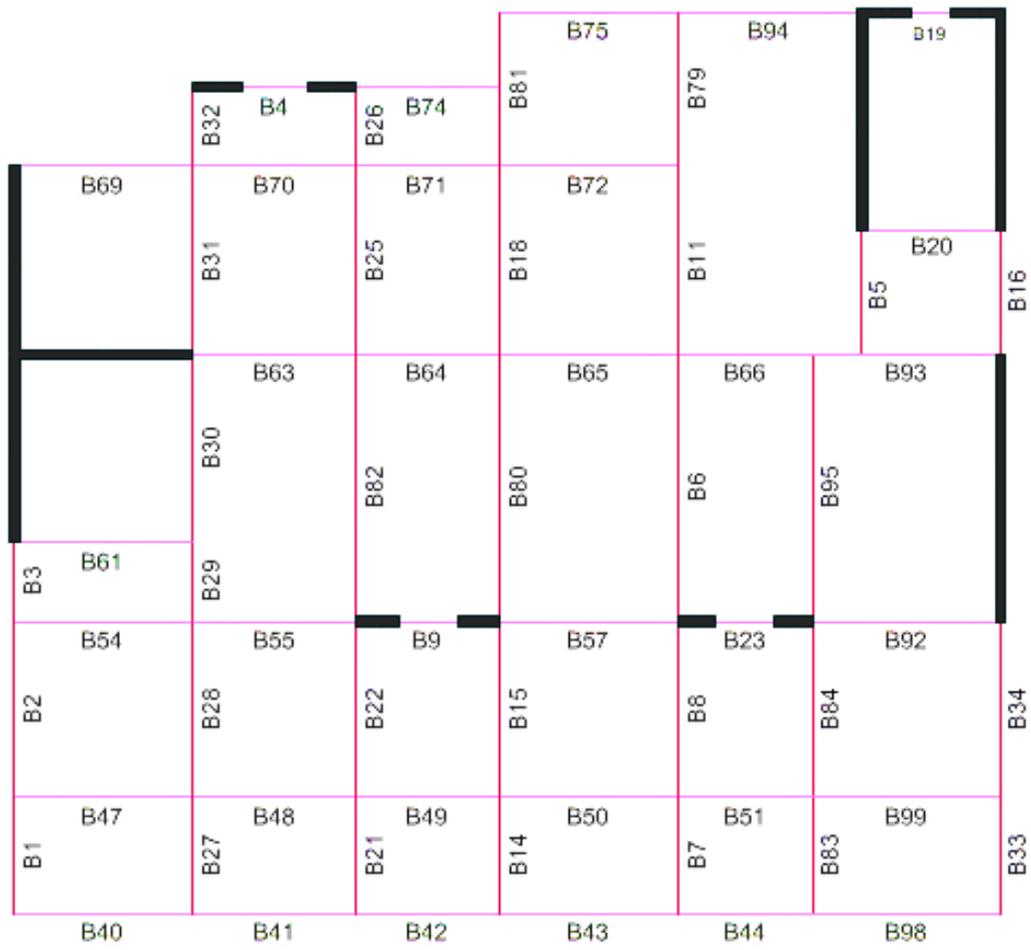


Figure.57 : Labels des poutres du bloc 1

1.1. Recommandation du RPA99/v.2003 :

✚ Armatures longitudinales : {Art 7.5.2.1 page 52}

- Le pourcentage total minimal 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.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à **90°**.

✚ Armatures transversales : {Art 7.5.2.2 page 53}

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$
Avec : b : largeur de la poutre.
S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.
- Espacement maximum S_t :
 - $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$ en zone nodale
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale
 Avec : h : hauteur de la poutre
Ø₁ : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

✚ Coffrage : {Art 7.5.1 page 51}

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{et} \quad b_{max} \leq 1.5h + b_1$$

Note : h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventé par voiles.

1.2. Ferrailage :

1.2.1. Ferrailage des poutres longitudinales :

Ce sont les poutres principales : (b x h) = (30 x 50)

✚ Armatures longitudinales :

A. Méthode de calcul des armatures : à l'ÉLU (flexion simple)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{mentionné déjà dans l'introduction}$$

$$\hookrightarrow \text{Si : } \mu < \mu_l \rightarrow \{\text{Section SA}\} \quad \text{avec : } \mu_l = 0.392$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \quad \text{avec : } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{mentionné déjà dans l'introduction}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \text{et} \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$\hookrightarrow \text{Si : } \mu > \mu_l \rightarrow \{\text{Section DA}\}$$

$$A'_s = \frac{M_u - M_t}{(d - d') \times f_{st}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} + A'_s \quad \text{avec : } M_t = \mu_l \times b d^2 \times f_{bu}$$

- BAEL : $A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

- RPA : $A_{\min} = 5\% \times b \times h \rightarrow$ Condition de non fragilité : $A_s > A_{\min}$

Remarque : On prend le max entre tous les étages c'est-à-dire le même ferrailage sauf pour la terrasse on prend les valeurs de plafond du dernier niveau.

B. Sollicitations de calcul :

Poutres Principales						
	Etage	Poutre	Combinaison	Station [m]	M [KNm]	V [KN]
RDC et Etage courant						
Appui	Etg 6	B16	G+Q+EY_max Min	2.5	130.02	
			ELS		22.22	
Travée	Etg 7	B11	ELU	0.175	61.57	
			ELS		44.61	
Effort T	Etg 5	B16	G+Q+EY_max Max	2.5		125.26
Terrasse						
Appui	Etg 9	B16	G+Q+EY_max Min	2.5	91.75	
			ELS		16.13	
Travée	Etg 9	B80	ELU	1.6	78.99	
			ELS		57.69	
Effort T	Etg 9	B6	ELU	0.15		83.96

Tableau.168 : Sollicitations de calcul

C. Ferrailage en travée et sur appui :

Elément	RDC & Etages		Terrasse inacc	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	130.02	61.57	91.75	78.99
b [cm]	30	30	30	30
d [cm]	45	45	45	45
h [cm]	50	50	50	50
μ	0.116	0.071	0.082	0.092
Condition	$\mu < \mu_l$ Section SA			
α	0.154	0.093	0.107	0.120
Z [cm]	42.23	43.33	43.08	42.84
As [cm ²]	7.7	4.08	5.32	5.3
Asadopté [cm ²]	3HA14+3HA14	3HA14+3HA14	3HA14+3HA14	3HA14+3HA14
	9.24	9.24	9.24	9.24
BAEL Amin [cm ²]	1.63	1.63	1.63	1.63
RPA Amin [cm ²]	7.50	7.50	7.50	7.50
As > Amin	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.169 : Ferrailage des poutres longitudinales (principales)

✚ Pourcentage maximum des armatures longitudinales

Pourcentage maximum des armatures longitudinales	
En zone courante	En zone de recouvrement
Amax = 60 cm ²	Amax = 90 cm ²
Amax > Aadopté ... C.V	Amax > Aadopté ... C.V

Tableau.170 : Pourcentage maximum des armatures longitudinales

✚ La vérification à l'ELU : la contrainte de cisaillement $\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

La contrainte de cisaillement						
	V _{max} [KN]	b [mm]	d [mm]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
étage courant	125.26	300	450	0.928	4.35	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						
	V _{max} [KN]	b [mm]	d [mm]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse	83.96	300	450	0.622	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						

Tableau.171 : La vérification à l'ELU (la contrainte de cisaillement)

1.2.2. Ferrailage des poutres transversales :

Ce sont les poutres secondaires : (b x h) = (30 x 35)

+ Armatures longitudinales :

A. Sollicitations de calcul :

Poutres secondaires						
	Etage	Poutre	Combinaison	Station [m]	M [KNm]	V [KN]
RDC et Etage courant						
Appui	Etg 6	B94	G+Q+EX_max Min	3.525	75.03	
			ELS		47.73	
Travée	Etg 8	B94	ELU	0.55	33.67	
			ELS		24.4	
Effort T	Etg 3	B19	G+Q+EX_max Min	0		160.66
Terrasse						
Appui	Etg 9	B94	G+Q+EX_max Min	3.55	55.21	
			ELS		36.96	
Travée	Etg 9	B94	ELU	0.15	35.29	
			ELS		25.59	
Effort T	Etg 9	B94	ELU	3.55		38.75

Tableau.172 : Sollicitations de calcul

B. Ferrailage en travée et sur appui :

Ferrailage à l'ELU				
Elément	RDC & Etages		Terrasse inacc	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	75.03	33.67	55.21	35.29
b [cm]	30	30	30	30
d [cm]	31.5	31.5	31.5	31.5
h [cm]	35	35	35	35
μ	0.136	0.080	0.100	0.083
Condition	μ < μl Section SA			
α	0.184	0.104	0.132	0.109
Z [cm]	29.18	30.19	29.83	30.13
As [cm²]	6.43	3.2	4.63	3.37
Asadopté [cm²]	3HA12+3HA12	3HA12+2HA12	3HA12+2HA12	3HA12+2HA12
	6.78	5.65	5.65	5.65
BAEL Amin [cm²]	1.14	1.14	1.14	1.14
RPA Amin [cm²]	5.25	5.25	5.25	5.25
As > Amin	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.173 : Ferrailage des poutres transversales (secondaires)

✚ Pourcentage maximum des armatures longitudinales

Pourcentage maximum des armatures longitudinales	
En zone courante	En zone de recouvrement
$A_{max} = 42 \text{ cm}^2$	$A_{max} = 63 \text{ cm}^2$
$A_{max} > A_{adopté} \dots \text{C.V}$	$A_{max} > A_{adopté} \dots \text{C.V}$

Tableau.174 : Pourcentage maximum des armatures longitudinales

✚ La vérification à l'ELU : la contrainte de cisaillement $\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

La contrainte de cisaillement						
	V_{max} [KN]	b [mm]	d [mm]	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	Condition $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
étage courant	160.66	300	315	1.700	4.35	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						
Terrasse	38.75	300	315	0.410	3.33	C.V
Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement.						

Tableau.175 : La vérification à l'ELU (la contrainte de cisaillement)

1.2.3. Autres recommandations de RPA :

✚ Longueurs de recouvrement : RPA99/v2003 {Art 7.4.2.1 page 49}

$L_r > 40\phi$ en zone IIa

Longueurs de recouvrement		
ϕ_1	L_r	L_r adopté
12	$L_r > 48 \text{ cm}$	On adopte $L_r = 70 \text{ cm}$
14	$L_r > 56 \text{ cm}$	On adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

Tableau.176 : Longueurs de recouvrement

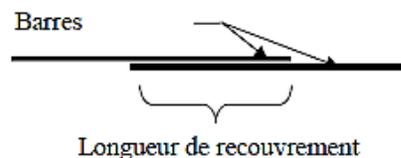


Figure.58 : Schéma de longueurs du recouvrement

✚ Armatures transversales avec Vérification et Espacement :

A. Armatures : ... BAEL91 Art H.III.3

$$\emptyset \leq \min \left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

B. Espacement : ... BAEL91 Art H.III.3

✓ Condition01 : $S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

✓ Condition02 : $S_t \leq \frac{0.8f_e A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}$

✓ Condition03 : $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$

⇒ $S_t = \min (\text{condition01} ; \text{condition02} ; \text{condition03})$

C. Vérification : ... RPA99/v2003 Art 7.5.2.2 page 53

⇒ $A_t \geq A_t^{min}$ Avec : espacement par RPA et A_t^{min} mentionné déjà...

Armatures transversales & Vérification		
Poutres Principales		
$\emptyset \leq \min (1.4 ; 1.43 ; 3)$	→	$\emptyset \leq 1.4 \text{ cm}^2$ A_{tmin}
Alors on adopte : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$		1.35
$A_t > A_{tmin} \dots C.V$		
Poutres secondaires		
$\emptyset \leq \min (1.2 ; 1 ; 3)$	→	$\emptyset \leq 1 \text{ cm}^2$ A_{tmin}
Alors on adopte : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$		1.35
$A_t > A_{tmin} \dots C.V$		
Espacement		
BAEL		
Condition01	Condition02	Condition03
$S_t \leq 40 \text{ cm}$	$S_t \leq 7.2$	$S_t \leq 67$
Soit $S_t = \min (01 , 02 , 03) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$		
RPA		
zone nodale	zone courante	
$S_t \leq 12.5 \text{ cm}$	$S_t \leq 25 \text{ cm}$	
On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$	On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$	

Tableau.177 : Armatures transversales avec Vérification et Espacement

1.2.4. Vérifications :

✚ **La vérification à l'ELS : Etat limite de compression du béton**

$$D = 15 \frac{A_{st}}{b}$$

$$E = 2Dd \text{ avec : } d = 0.9h$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I_{xx'} = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}}$$

✓ **La contrainte de béton :** $\sigma_{bc} = Ky_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Etat limite de compression du béton {P.P}				
	Etage		Terrasse inacc	
Elément	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	22.22	44.61	16.13	57.69
As [cm²]	9.24	9.24	9.24	9.24
D [cm]	4.62	4.62	4.62	4.62
E [cm]	415.80	415.80	415.80	415.80
yser [cm]	16.29	16.29	16.29	16.29
I [cm⁴]	157470.81	157470.81	157470.81	157470.81
K [N/mm³]	0.01	0.03	0.01	0.04
σ_{bc} [Mpa]	2.30	4.61	1.67	5.97
$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.178 : La vérification à l'ELS de P.P {Etat limite de compression du béton }

Etat limite de compression du béton {P.S}				
	Etage		Terrasse inacc	
Elément	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	47.73	24.40	36.96	25.59
As [cm²]	6.78	5.65	5.65	5.65
D [cm]	3.39	2.825	2.825	2.825
E [cm]	213.57	177.98	177.98	177.98
yser [cm]	11.61	10.81	10.81	10.81
I [cm⁴]	55883.11	48911.59	48911.59	48911.59
K [N/mm³]	0.09	0.05	0.08	0.05
σ_{bc} [Mpa]	9.92	5.39	8.17	5.66
$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.179 : La vérification à l'ELS de P.S {Etat limite de compression du béton }

✚ **La vérification de la flèche :**

$$\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\rightarrow \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \quad \text{avec : } M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Vérification des condition de fleche P.P

	Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0}$
Etage	0.093 > 0.063...C.V	0.007 < 0.011...C.V	0.093 > 0.05...C.V
Terrasse	0.093 > 0.063...C.V	0.007 < 0.011...C.V	0.093 > 0.07...C.V

Donc le calcule de la fleche est n'est pas necessaire

Tableau.180 : La vérification de la flèche P.P

Vérification des condition de fleche P.S

	Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	Condition : $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Condition : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0}$
Etage	0.092 > 0.063...C.V	0.006 < 0.011...C.V	0.092 > 0.069...C.V
Terrasse	0.092 > 0.063...C.V	0.006 < 0.011...C.V	0.092 > 0.081...C.V

Donc le calcule de la fleche est n'est pas necessaire

Tableau.181 : La vérification de la flèche P.S

✚ **Les armatures de peaux :**

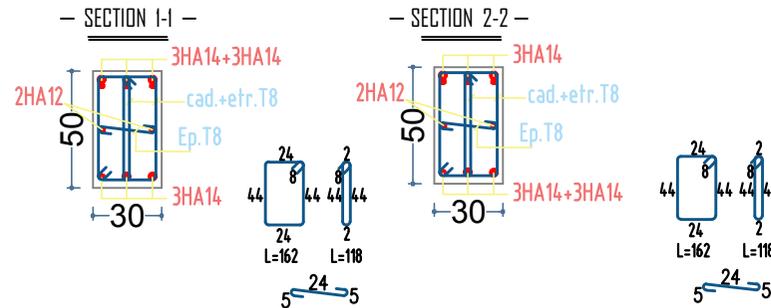
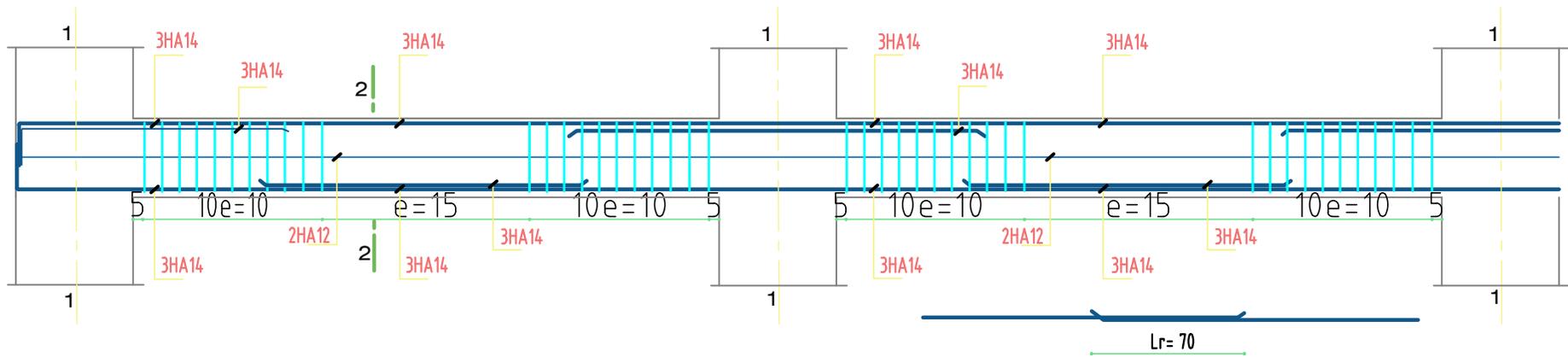
La hauteur de la poutre longitudinale est grande alors on ajoute les armatures de

peaux : $A_p = 0.1\% \times b \times h \rightarrow A_p = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$

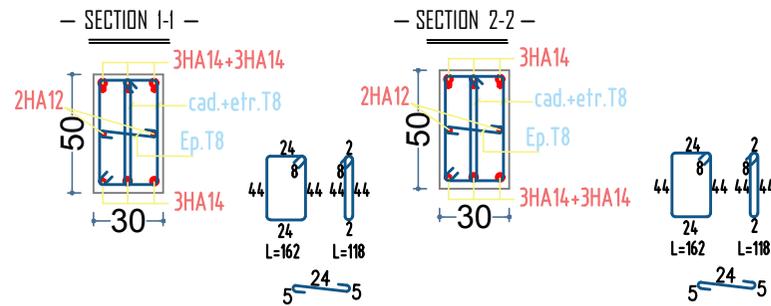
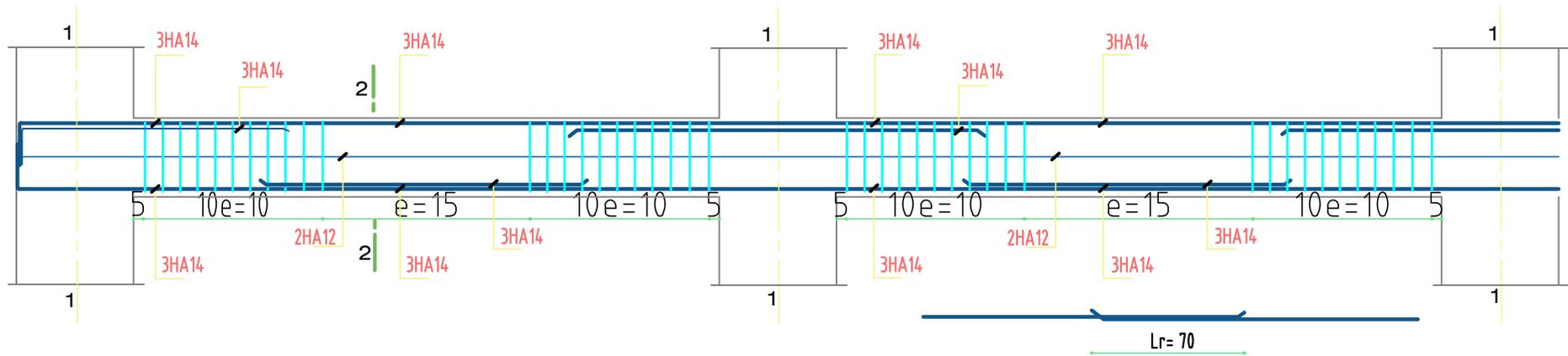
Donc on adopte au milieu de la section de nervure : $2 \times 1\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Figure.59 : Schémas de Ferrailage des poutres

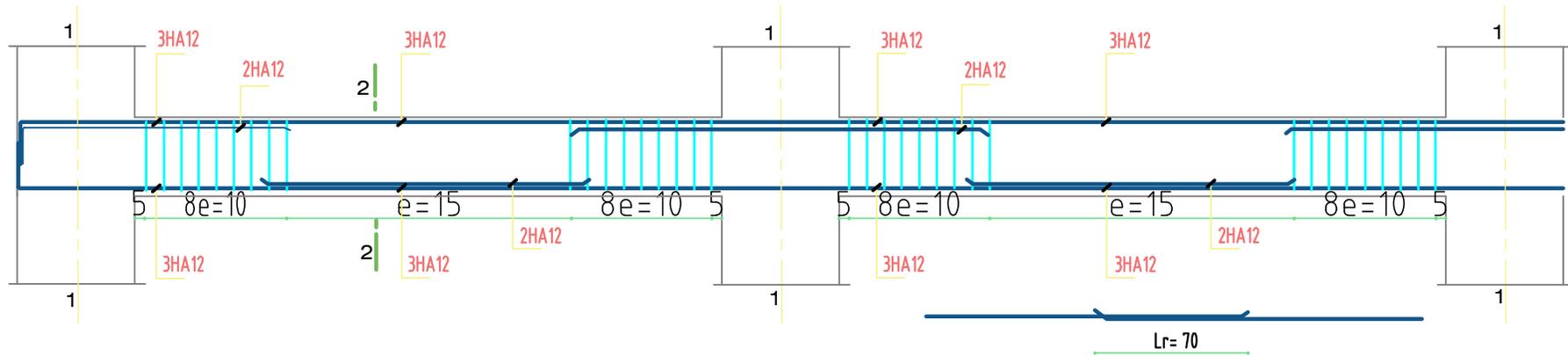
Terrasse



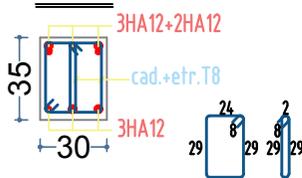
Etage



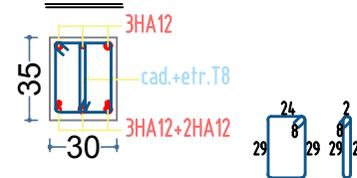
Terrasse



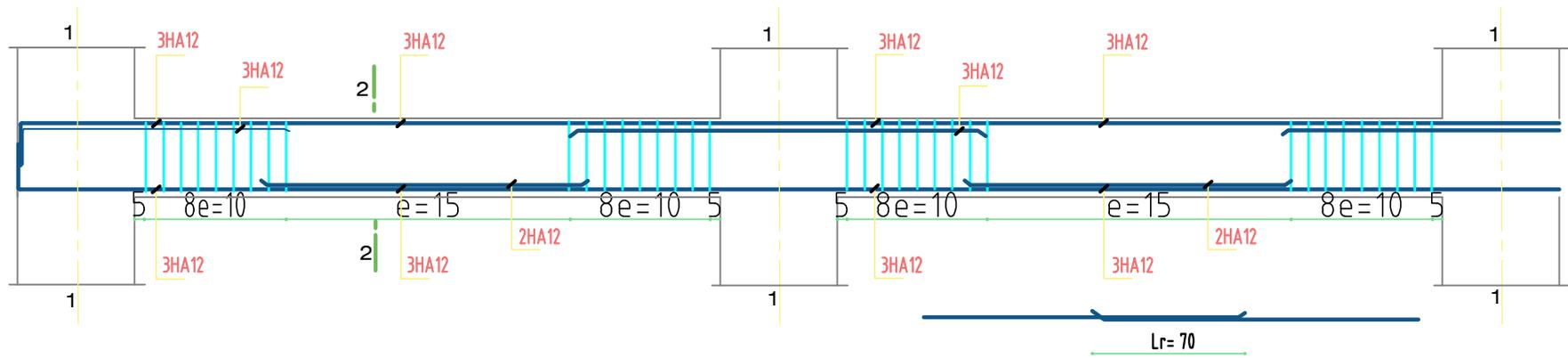
SECTION 1-1



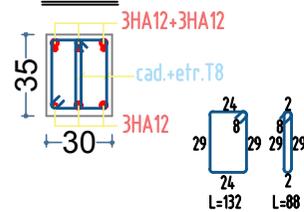
SECTION 2-2



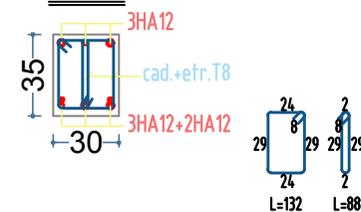
Etage



SECTION 1-1



SECTION 2-2



2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui assurent la transmission des efforts verticaux vers les fondations.

Ils sont soumis dans les deux sens (longitudinal et transversal) à :

- Un effort normal « N »
- Un moment de flexion « M »

Alors ils seront calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciables.

➤ **Selon BAEL.91** : Situation durable {ELU}

1. $1.35G + 1.5Q \dots$ BAEL.91 → Effort normal

➤ **Selon RPA99/v.2003** : Situation accidentelle { Article 5.2 page 38}

2. $G + Q \pm E \dots$ RPA.2003 → Moment fléchissant
3. $0.8G \pm E \dots$ RPA.2003 → Effort tranchant

N_{max} → M correspondant.

M_{max} → N correspondant.

N_{min} → M correspondant.

2.1.Recommandation du RPA99/v.2003 :

✚ **Armatures longitudinales** : {Art 7.4.2.1 page 48}

- Ces armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\varnothing_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (en zone IIa).
- La distance (espacement S_t) entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm → $S_t \leq 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

▫ $l' = 2h$

▫ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$

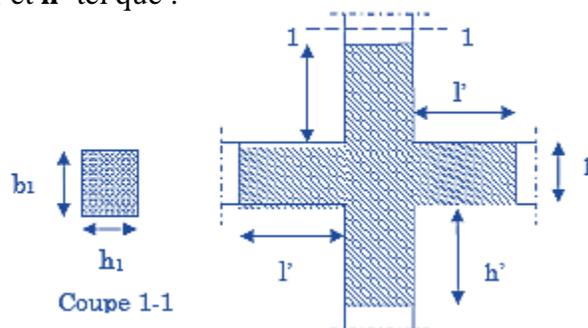


Figure.60 : Zone nodale

Armatures transversales : {Art 7.4.2.2 page 49}

- Ces armatures des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ : coef correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

↳ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

↳ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$ avec : λ_g : élancement géométrique.

S_t : espacement entre les armatures transversales telle que :

↳ $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm})$ En zone nodale

↳ $S_t \leq 15\phi_l$ En zone courante

- La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % donnée comme suit :

▫ $A_t^{min} = 0.3\%(t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

▫ $A_t^{min} = 0.8\%(t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

▫ Interpoler entre les valeurs limites précédentes. si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$ et la longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$; h_e

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

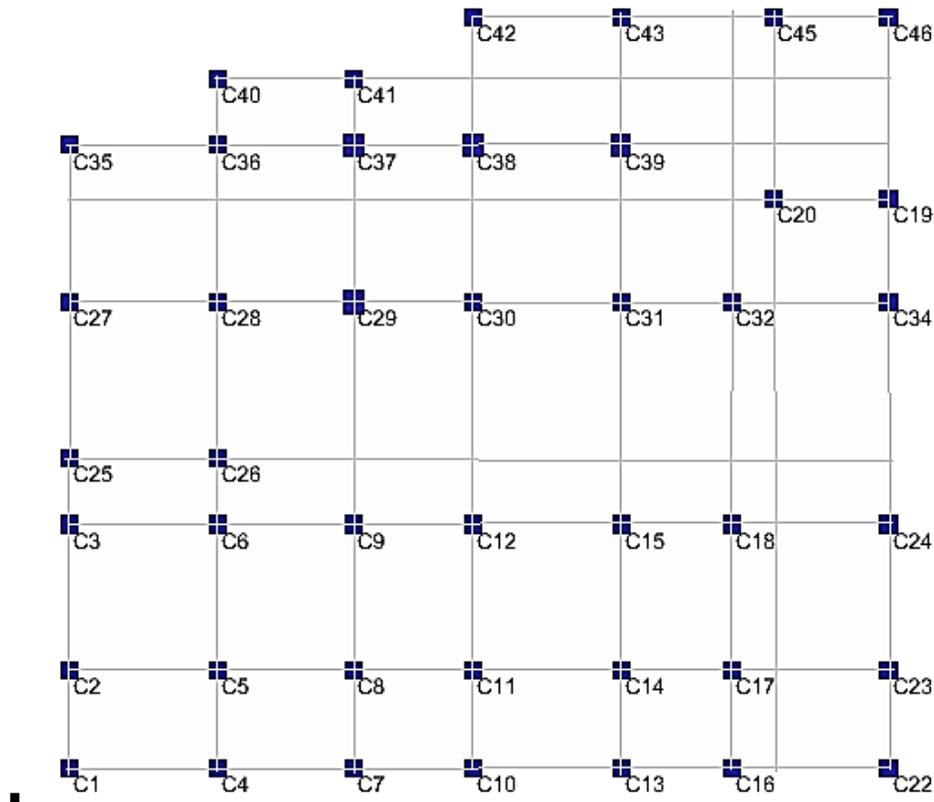


Figure.61 : Labels des poteaux du bloc 1

2.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Etabs ; avec {N > 0 (traction) et N < 0 (compression)}

Niveau	Section [cm ²]	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor	
		Poteau	N [KN]	M [KNm]	M [KNm]	N [KN]	N [KN]
RDC-1-2	50×60	-1728.67	7.3959	51.6225	-921.891	325.7681	2.2049
	45×45	-1889.72	13.3464	41.8178	-1038.89	7.4418	1.1671
3-4-5	45×55	-1231.2	5.348	61.7406	-567.649	211.5466	0.1077
	40×40	-1259.64	18.5114	46.5276	-619.288	128.0237	12.0141
6-7-8	40×50	-708.252	6.3005	56.5803	-343.61	91.6592	3.9093
	35×35	-694.2	18.4834	36.9279	-255.329	42.6486	7.5081
9	35×45	-175.422	26.1944	48.1763	-123.423	46.6234	5.6937
	30×30	-191.362	16.4844	24.9423	-87.4419	17.1038	4.9725

Tableau.182 : Sollicitations dans les poteaux d'après *Etabs 2017*

Niveau	Section [cm ²]	Amin [cm ²]	Amax [cm ²]	
			Poteau	2 zones
RDC-1-2	50×60	24	120	180
	45×45	16.2	81	121.5
3-4-5	45×55	19.8	99	148.5
	40×40	12.8	64	96
6-7-8	40×50	16	80	120
	35×35	9.8	49	73.5
9	35×45	12.6	63	94.5
	30×30	7.2	36	54

Tableau.183 : Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du *RPA99/v.2003*

2.3. Ferrailage :

2.3.1. Armatures longitudinales :

Si : $\mu < \mu_1 \rightarrow \{ \text{Section SA} \}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z \times f_{st}} \quad \text{et} \quad A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}}$$

Remarque : Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

✚ Exemple de calcul :

On calcule le poteau C31 du RDC, avec les sollicitations suivantes :

RDC, 1 et 2						
Mmax → N correspondant						
Etage	Poteau	Combinaison	Station [m]	N [KN]	M [KNm]	V [KN]
Etg 2	C31	G+Q+EY_max Max	0	-1038.89	41.82	.
		ELS		-1072.59	15.71	.
Etg 2	C31	G+Q+EY_max Max	0	-1038.89	.	27.45
Nmax → M correspondant						
Etage	Poteau	Combinaison	Station [m]	N [KN]	M [KNm]	
RDC	C31	ELU	0	-1889.72	13.35	.
		ELS		-1415.81	4.6	.
Nmin → M correspondant						
Etage	Poteau	Combinaison	Station [m]	N [KN]	M [KNm]	
RDC	C3	0.8G+EY_max Max	1.255	7.44	1.17	.
		ELS			0.33	.

Tableau.184 : Sollicitations de poteau C31 du RDC

↪ Selon : Mmax → Ncor

La position de centre de pression		
Mu [KNm]	Nu [KN]	eG [m]
41.82	1038.89	0.04

$e = 4.03 < h/2 = 22.5 \rightarrow$ Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section

Et l'effort est un effort de compression

Alors on vérifie la condition					
$Nu \times (d-d') - MA \leq (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \times h \times f_{bu}$					
b [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]	f _{bu} [Mpa]	Ma [KNm]
45	45	40	5	18.5	223.63
Nu×(d-d')-MA = 139.99			(0.337×h-0.81×d')b×h×f _{bu} = 416.40		

$Nu \times (d-d') - MA \leq (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \times h \times f_{bu}$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait à la flexion simple

Calcul des armatures		
A = μ _{bu}	B = μ _l	Condition
0.17	0.392	A < B → Section sans armatures comprimées {A' = 0 cm ² }

Armatures longitudinales				
f _{st} [Mpa]	μ	Condition	α	Z [cm]
400	0.168	μ < μ _l Section SA	0.231	36.30

Alors on obtien			
A _l [cm ²]	A _s [cm ²]	ARPA [cm ²]	A _s adapté [cm ²]
15.401	-10.57 < 0 → A _s = 0	16.2	4HA20+4HA16 20.61

Condition : ARPA_{min} < A_s adapté < ARPA_{max}

C.V

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

↳ Selon : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

La position de centre de pression					
Mu [KNm]	Nu [KN]	e _G [m]			
13.3464	1889.72	0.01			
e = 0.71 < h/2 = 22.5 → Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section					
Et l'effort est un effort de compression					
Alors on vérifie la condition					
$Nu \times (d-d') - MA \leq (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \times h \times f_{bu}$					
b [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]	f _{bu} [Mpa]	Ma [KNm]
45	45	40	5	14.2	344.05
Nu × (d-d') - MA = 317.35			(0.337 × h - 0.81 × d') b × h × f _{bu} = 319.61		
$Nu \times (d-d') - MA \leq (0.337 \times h - 0.81 \times d') b \times h \times f_{bu}$					
Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait à la flexion simple					
Calcul des armatures					
A = μ _{bu}	B = μ _l	Condition			
0.34	0.392	A < B → Section sans armatures comprimées {A' = 0 cm ² }			
Armatures longitudinales					
f _{st} [Mpa]	μ	Condition		α	Z [cm]
400	0.337	μ < μ _l Section SA		0.535	31.44
Alors on obtien					
A _l [cm ²]	A _s [cm ²]	ARPA [cm ²]	A _{sadopté} [cm ²]		
27.361	-19.88 < 0 → A _s = 0	16.2	4HA20+4HA16 20.61		
Condition : ARPA _{min} < A _{sadopté} < ARPA _{max}					

↳ Selon : $N_{min} \rightarrow M_{cor}$

La position de centre de pression					
Mu [KNm]	Nu [KN]	e _G [m]			
1.1671	7.44	0.16			
e = 15.68 < h/2 = 22.5 → Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section					
Et l'effort est un effort de traction					
Alors la section est entièrement tendue et le calcul se fait par la calculait BAELR					
b [cm]	h [cm]	d [cm]	d' [cm]	f _{bu} [Mpa]	
45	45	40	5	14.2	
Armatures longitudinales					
Alors on obtien					
A _s [cm ²]		ARPA [cm ²]	A _{sadopté} [cm ²]		
0.180		16.2	4HA20+4HA16 20.61		
Condition : ARPA _{min} < A _{sadopté} < ARPA _{max}					
C.V					

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

✚ Tableau résume le calcul des armatures longitudinales différents :

Remarque : On fait le calcul selon les trois couples comme dans l'exemple précédent et on prend le résultat le plus défavorable qui lie généralement au moment le plus important {Mmax → Ncor}.

Armatures longitudinales						
Niveau	Section [cm ²] Poteau	As [cm ²]	ARPA [cm ²]	Asadopté [cm ²]		Condition ARPA _{min} < Asadopté < ARPA _{max}
				Barres	As	
RDC-1-2	50×60	4.07	24	4HA20+8HA16	28.65	C.V
	45×45	0.18	16.2	4HA20+4HA16	20.61	C.V
3-4-5	45×55	5.28	19.8	4HA16+8HA14	20.36	C.V
	40×40	3.20	12.8	4HA16+4HA14	14.2	C.V
6-7-8	40×50	2.29	16	4HA14+8HA14	18.47	C.V
	35×35	0.02	9.8	4HA14+4HA12	10.68	C.V
9	35×45	1.43	12.6	4HA12+8HA12	13.57	C.V
	30×30	1.36	7.2	4HA12+4HA12	9.05	C.V

Tableau.185 : Armatures longitudinales des poteaux

2.3.2. Armatures transversales :

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales il faut satisfaire la condition $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{max}$ et $L_c = 10\phi_t$ et $L_r = 40\phi_t^{max}$

✚ Exemple de calcul :

On calculer le même poteau C31 du RDC :

Espaceur RPA					
Zone nodale			Zone courante		
St ≤ 15 cm	On adopte	10	St ≤ 24 cm	On adopte	15
Sur une distance h' de la zone nodale					
Armatures transversales					
lg	ρ	At [cm ²]	Atmin [cm ²]	Atadopté [cm ²]	
6.8	2.5	0.76	2.025	4HA8	2.01
Lr [cm]	Øt [cm]	Condition $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{max}$		Donc : Øt > 0.7 ... C.V	
80	1				
Note : Bien que le calcul soit mené en zone nodale, on prend St donnant la quantité d'armatures maximale					
Détermination de la zone nodale					
h' = max(lc/6 ; b1 ; h1 ; 60 cm) →		h' = 60 cm	alors on adopte	h' = 80 cm	
Sens de PS : l' = 2h →		l' = 70 cm	alors on adopte	l' = 80 cm	
Sens de PP : l' = 2h →		l' = 100 cm	alors on adopte	l' = 100 cm	

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

✚ Tableau résume les longueurs des crochets, du recouvrement, espacement et zone nodal :

Niveau	Section [cm ²] Poteau	Longueurs des crochets et du recouvrement & Espacement					
		Ølim [cm]	Ømax [cm]	Lc [cm]	Lr [cm]	St [cm]	
						zone nodale	zone de courante
RDC-1-2	50×60	1.6	2	8	80	10	15
	45×45	1.4	1.6	8	64	10	15
3-4-5	45×55	1.4	1.6	8	64	10	15
	40×40	1.4	1.6	8	64	10	15
6-7-8	40×50	1.4	1.6	8	64	10	15
	35×35	1.2	1.4	8	56	10	15
9	35×45	1.4	1.6	8	64	10	15
	30×30	1.2	1.4	8	56	10	15

Tableau.186 : Longueurs des crochets, du recouvrement et Espacement

Niveau	Section [cm ²] Poteau	La zone nodale		
		h' [cm]	l _{ps} [cm]	l _{pp} [cm]
RDC-1-2	50×60	80	80	100
	45×45	80	80	100
3-4-5	45×55	80	80	100
	40×40	80	80	100
6-7-8	40×50	80	80	100
	35×35	80	80	100
9	35×45	80	80	100
	30×30	80	80	100

Tableau.187 : Zone nodale

✚ Tableau résume le calcul des armatures transversales différents :

Niveau	Section [cm ²] Poteau	Armatures transversales								
		Øt [cm]	Vd [KN]	λg	ρ	At [cm ²]	Atmin [cm ²]	Atadopté [cm ²]		Condition $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{max}$
								Barres	At	
RDC-1-2	50×60	0.8	63.9836	6.12	2.5	0.67	2.25	6HA8	3.02	Øt > 0.7 ... C.V
	45×45	0.8	54.8956	6.8	2.5	0.76	2.025	4HA10	3.14	Øt > 0.5 ... C.V
3-4-5	45×55	0.8	81.8798	6.8	2.5	0.93	2.025	6HA8	3.02	Øt > 0.5 ... C.V
	40×40	0.8	62.2418	7.65	2.5	0.97	1.8	4HA8	2.01	Øt > 0.5 ... C.V
6-7-8	40×50	0.8	74.6964	7.65	2.5	0.93	1.8	6HA8	3.02	Øt > 0.5 ... C.V
	35×35	0.8	49.7284	8.74	2.5	0.89	1.575	4HA8	2.01	Øt > 0.5 ... C.V
9	35×45	0.8	70.5492	8.74	2.5	0.98	1.575	6HA8	3.02	Øt > 0.5 ... C.V
	30×30	0.8	35.3288	7.14	2.5	0.74	1.35	4HA8	2.01	Øt > 0.5 ... C.V

Tableau.188 : Armatures transversales des poteaux

2.4. Les vérifications :

2.4.1. Vérification au flambement : BAEL91 (Art 7.4.2)

- Il dit que les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).
- L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.
- La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.
- Critère de la stabilité de forme : $N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \text{CBA93 (Art B.8.4.1)}$

Avec :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$B_r = (b - d) \times (h - d)$ Section réduite du béton.
 $\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}$ Pour les sections rectangulaires.
 $\lambda = 4 \times \frac{L_f}{b}$ Pour les sections circulaires.
 $L_f = 0.7L_0$ Longueur de flambement.

✚ Tableau résume la vérification au flambement pour les poteaux :

Vérifications de condition de non flambement									
Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
50×60	3.06	3.06	21.18	0.792	28.65	0.28	921.891	4873	C.V
45×45	3.06	3.06	23.53	0.780	20.61	0.18	1038.8925	3228	C.V
45×55	3.06	3.06	23.53	0.780	20.36	0.23	567.6488	3842	C.V
40×40	3.06	3.06	26.47	0.763	14.2	0.14	619.2884	2416	C.V
40×50	3.06	3.06	26.47	0.763	18.47	0.18	234.1235	3066	C.V
35×35	3.06	3.06	30.25	0.740	10.68	0.11	176.5452	1766	C.V
35×45	3.06	3.06	30.25	0.740	13.57	0.14	123.423	2292	C.V
30×30	3.06	2.14	24.70	0.773	9.05	0.08	87.4419	1366	C.V

Tableau.189 : Vérification au flambement pour les poteaux

2.4.2. Vérification aux sollicitations tangentes : RPA 99 (Art 7.4.3.2 page 51)

- La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

Alors : $\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$ avec : $\tau_{bu} = \frac{V_d}{bd}$ et $\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$ et $\rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

✚ Tableau résume la vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux :

Vérification aux sollicitations tangentelles						
Section [cm ²]	λg	ρ _d	V _d [kN]	τ _{bu} [Mpa]	$\overline{\tau_{bu}}$ [Mpa]	Condition
Poteau						$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$
50×60	6.12	0.075	63.9836	0.24	1.88	C.V
45×45	6.8	0.075	54.8956	0.3	1.88	C.V
45×55	6.8	0.075	81.8798	0.37	1.88	C.V
40×40	7.65	0.075	62.2418	0.43	1.88	C.V
40×50	7.65	0.075	74.6964	0.41	1.88	C.V
35×35	8.74	0.075	49.7284	0.45	1.88	C.V
35×45	8.74	0.075	70.5492	0.5	1.88	C.V
30×30	7.14	0.075	35.3288	0.44	1.88	C.V

Tableau.190 : Vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux

2.4.3. Vérification des contraintes :

On à la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{cser}}{I_{gg'}} V \quad \text{béton fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{cser}}{I_{gg'}} V' \quad \text{béton fibre inférieure}$$

$$S = bh + 15(A + A') \quad \text{section homogène}$$

$$M_{Gser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{S} \quad \text{avec : } V' = h - V$$

$$I_{gg'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

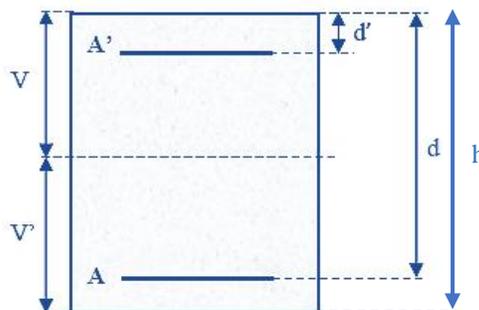


Figure.62 : section d'un poteau

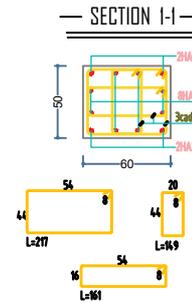
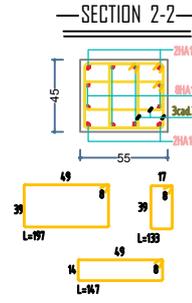
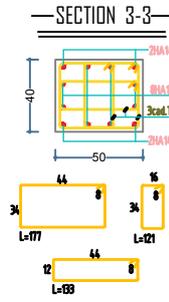
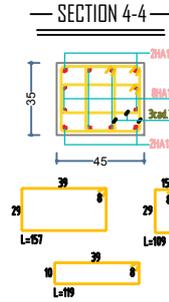
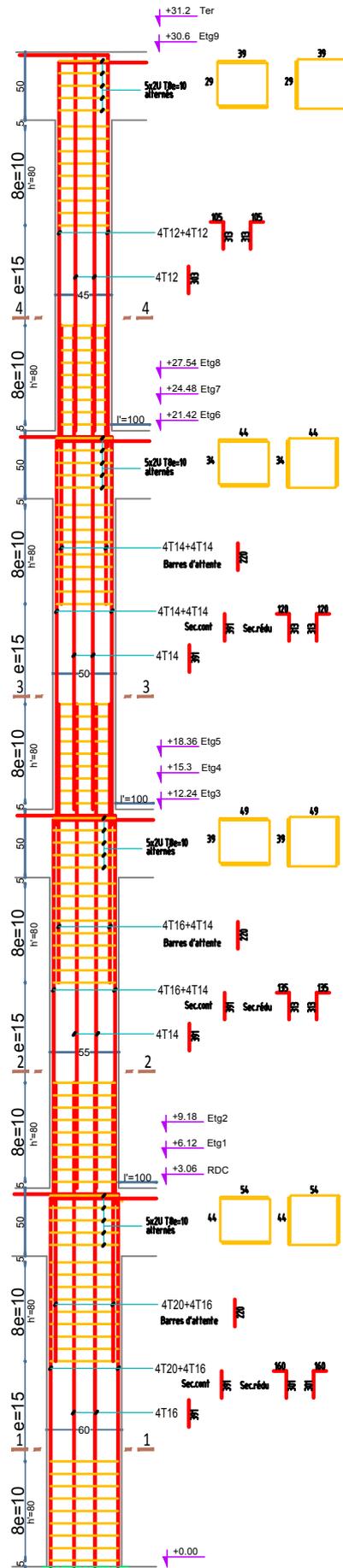
✚ Tableau résume la vérification des contraintes tangentielles pour les poteaux :

Vérification des contraintes								
Niveau	RDC-1-2		3-4-5		6-7-8		9	
Section [cm ²]	50×60	45×45	45×55	40×40	40×50	35×35	35×45	30×30
d [cm]	55	40	50	35	45	30	40	25
A [cm ²]	14.325	10.305	10.18	7.1	9.235	5.34	6.785	4.525
A' [cm ²]	14.325	10.305	10.18	7.1	9.235	5.34	6.785	4.525
V [cm]	34.3	25.29	31.24	29.6	32.04	30.78	33	34.19
V' [cm]	25.7	19.71	23.76	10.4	17.96	4.22	12	-4.19
S [m ²]	0.343	0.233	0.278	0.181	0.228	0.139	0.178	0.104
I _{gg'} [m ⁴]	0.0123	0.0045	0.0082	0.0043	0.0064	0.0039	0.0052	0.0046
N _{ser} [KN]	989.78	1072.59	608.50	636.72	365.64	259.85	128.56	87.75
M _{ser} [KNm]	16.28	15.71	19.37	17.91	19.66	16.54	19.05	14.73
M _{Gser} [KNm]	58.842999	45.636	42.1295	79.0324	45.3971	51.0519	32.5479	31.572
σ _{bc1} [Mpa]	4.5265732	7.16813	3.79388	8.95816	3.87638	5.89863	2.78779	3.19037
σ _{bc2} [Mpa]	1.656183	2.60453	0.96812	1.60632	0.32973	1.31705	0.02886	1.13133
$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15	15	15	15	15
Condition σ _{bc1,2} ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

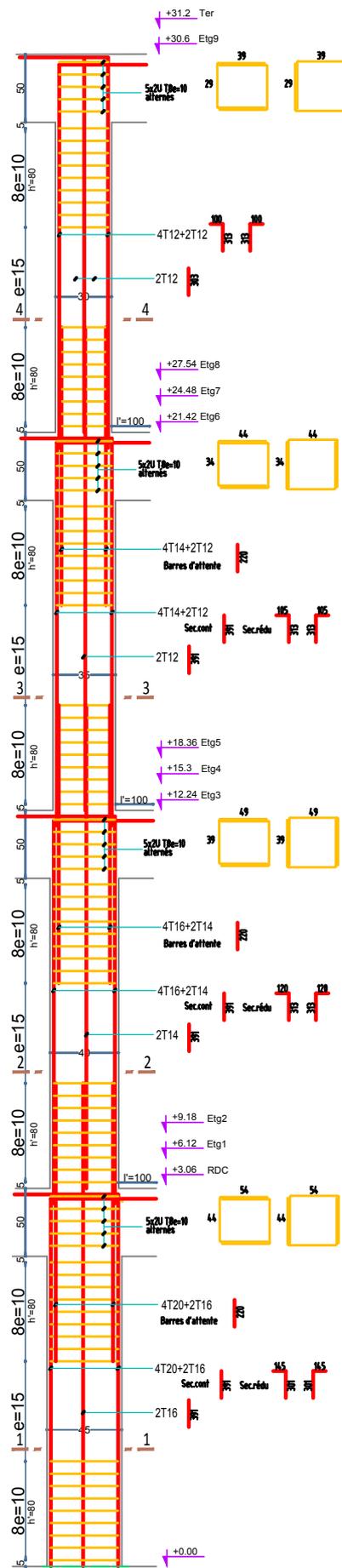
Tableau.191 : Vérification des contraintes

Figure.63 : Schémas de ferrailage des poteaux

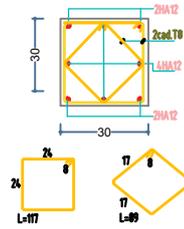
Vue en élévation



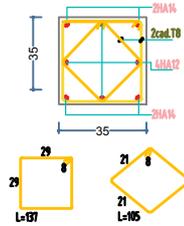
Vue en élévation



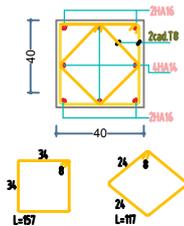
SECTION 4-4



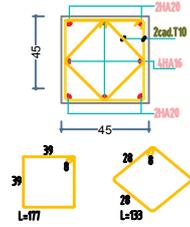
SECTION 3-3



SECTION 2-2



SECTION 1-1



3. Ferrailage des voiles :

Le RPA exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 14 m de hauteur dans la zone IIa.

- ❖ Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base il y a deux types de voile ayant des comportements différents :
 - Voiles élancés avec : $\frac{h}{l} > 1.5$
 - Voiles courts avec : $\frac{h}{l} < 1.5$
- ❖ Leurs modes de rupture sont :
 - Rupture par flexion.
 - Rupture en flexion par effort tranchant.
 - Rupture par écrasement ou traction du béton.
- ❖ Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :
 - Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
 - Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.^[1]
- ❖ D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :
 - **Selon BAEL.91** : Situation durable {ELU}
 1. $1.35G + 1.5Q \dots$ BAEL.91
 - **Selon RPA99/v.2003** : Situation accidentelle { Article 5.2 page 38 }
 2. $G + Q \pm E \dots$ RPA.2003
 3. $0.8G \pm E \dots$ RPA.2003

3.1. Recommandation du RPA99/v.2003 :

✚ **Armatures verticales** : {Art 7.7.4.1 page 61}

- Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est : $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$ avec : l_t : Longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ avec : e : épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement S_t des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. S_t au plus égale à **15 cm**.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure ; toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

^[1] Etude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol) contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques), Hamchaoui.N et Amirat.Z

✚ *Armatures horizontales* : {Art 7.7.4.2 page 61}

- Les armatures horizontales reprennent les efforts tranchants, maintenir les aciers verticaux.
- Elles sont disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements.
- Les barres horizontales sont munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Ø**.

✚ *Règles communes* : {Art 7.7.4.3 page 61-62}

- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales donné comme suit :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ → Globalement dans la section du voile
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ → En zone courante (non tendue)
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

❖ *Armatures transversales* :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles/m²**.
- Destinées à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement.

❖ *Armatures de coutures* :

- Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est : $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_c}$ avec : $V = 1.4Vu$
- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ *L'espacement* :

- L'espacement des barres horizontales et verticales est : **St ≤ min (1.5e, 30 cm)**.

❖ *Longueurs de recouvrement* :

- **40Ø** : Barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- **20Ø** : Barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Etabs ; avec {N > 0 (traction) et N < 0 (compression)}

- Chaque voile avec leur sollicitation.
- Chaque voile avec son calcul.



Figure.64 : Labels des voiles au niveau des étages du bloc 1

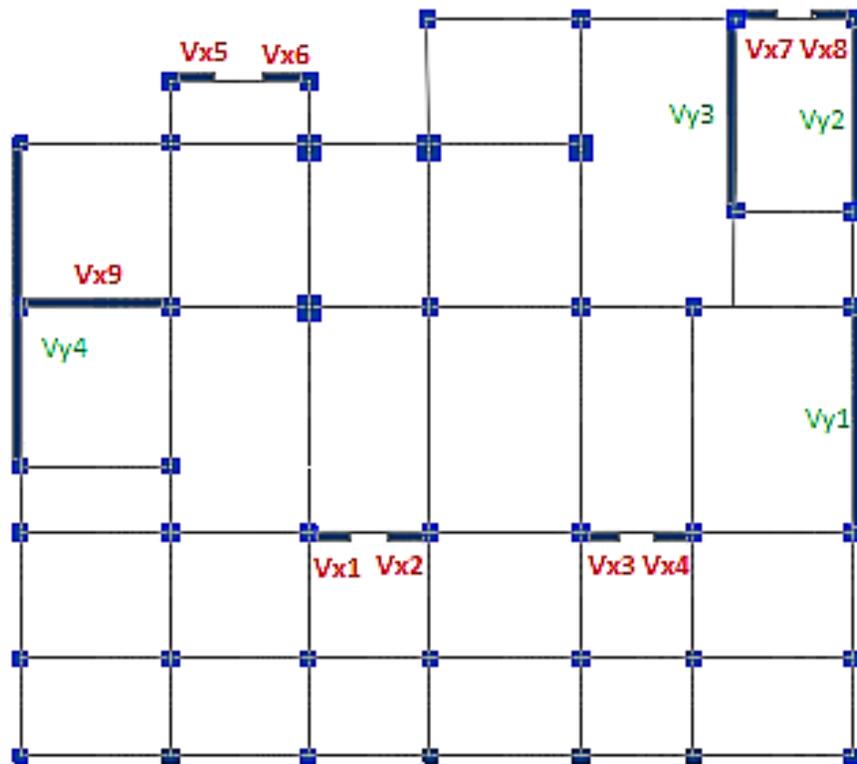


Figure.65 : Labels des voiles au niveau de l'RDC du bloc 1

3.3.Ferraillage :

3.3.1. Armatures verticales :

- ↪ Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l).
- ↪ La section trouvée (Ast) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.
- ↪ On a pour chaque voile : L = ...m ; d = ... m ; e = ... m.
- ↪ D'après Etabs 2017 : N_{max} = ...KN (comp ou trac) ; M_{cor} = ... KN. m. (E.L.U).
- ↪ Pour une section soumise à la flexion composée on a trois cas possibles :
 - ♣ Section entièrement comprimée « SEC ».
 - ♣ Section entièrement tendue « SET ».
 - ♣ Section partiellement comprimée « SPC »
- ↪ Pour le calcul de ferraillage on utilise la méthode des contraintes par application de la formule de Navier Bernoulli :

✓ Section partiellement comprimée : (S P C)

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} Y$$

A : Surface

I : Moment d'inertie

N : Effort normal

M : Moment de flexion

• Si : M > 0 ⇒ σ_a > 0 et σ_b < 0

$$L_t = \frac{L \times \sigma_b}{\sigma_a + \sigma_b}$$

$$T = 0.5 \times \sigma_b \times e \times L_t$$

$$A_s = T \times \frac{Y_s}{f_e}$$

• Si : M < 0 ⇒ σ_a < 0 et σ_b > 0

$$L_t = \frac{L \times \sigma_a}{\sigma_a + \sigma_b}$$

$$T = 0.5 \times \sigma_a \times e \times L_t$$

$$A_s = T \times \frac{Y_s}{f_e}$$

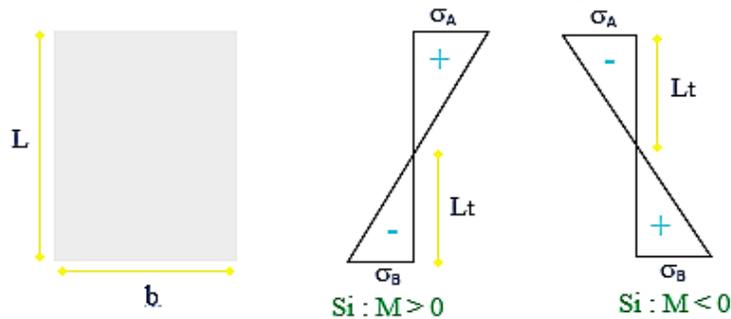


Figure.66 : Section partiellement comprimée

✓ Section entièrement comprimée : (S E C)

⇒ σ_a > 0 et σ_b > 0

Dans ce cas on a deux contraintes de compression et la section du voile est soumise à la compression donc lorsqu'elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et elle exigée par le RPA 99/V2003 (comme section minimale).

$$L_t = 0$$

$$T = 0$$

$$A_s = 0.015\% \times e \times L$$

✓ Section entièrement tendue : (S E T)

$$\Rightarrow \sigma_a < 0 \text{ et } \sigma_b < 0$$

Dans ce cas on a deux contraintes de traction donc :
la section du voile est totalement tendue.

$$L_t = L_{tot}$$

$$T = 0.5 \times \sigma_a \times e \times L_t$$

$$A_s = T \times \frac{Y_s}{f_e}$$

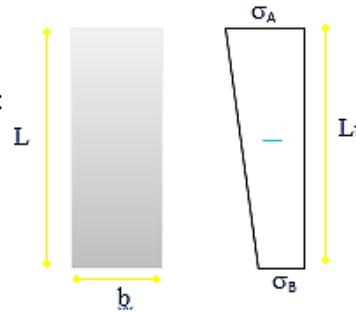


Figure.67 : Section entièrement tendue

3.3.2. Armatures horizontales : BAEL91

↪ D'après Etabs 2017 : $V_{max} = \dots$ KN

↪ Leur section est calculée selon les formules suivantes : $\frac{A_h}{e \times St} \geq \frac{\tau_v}{0.8 \times f_e}$

Avec : $St \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm})$ et $\tau_v = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d}$

Et : $\overline{\tau_{bu}} = 0.2 \times f_{c28}$

3.3.3. Vérification au flambement : BAEL91 (Art 7.4.2)

Les mêmes formules que 2.4.1. Vérification au flambement pour les poteaux

3.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : RPA 99 (Art 7.7.2 page 57)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$

Avec : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$ et $\overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$ et $\bar{V} = 1.4 V_{ucal}$; $d = 0.9h$

3.3.5. Exemple de calcul : (les étapes de calcul)

On applique les formules précédentes pour détermine les résultats suivants :

✚ Voile VxI :

A. On calcule le centre de gravité « CDG » et le moment d'inertie « I ».

RDC			
Raidisseur n.1		Voile	
b [m]	h [m]	e [m]	L [m]
0.45	0.45	0.2	0.85
A [m ²]	y [m]	A [m ²]	y [m]
0.2025	0.225	0.17	0.875
CDG [m]		Ltot [m]	
0.52		1.3	
d [m]		d [m]	
0.297		0.097	
IRn.1 [m ⁴]		Iv [m ⁴]	
0.003417188		0.033059987	

Tableau.192 : Centre de gravité « CDG » et Moment d'inertie « I » de l'RDC

On fait le calcul pour les autres niveaux de la même façon que « RDC », on obtient :

Niveau	Mi [KN.m]	Ni [KN]	A [m ²]	CDG [m]	I [m ⁴]	Ys [m]	Yi [m]
9	93.79	156.33	0.218	0.49	0.0191	0.66	0.49
6-7-8	101.1	327.35	0.25	0.48	0.0208	0.72	0.48
3-4-5	128.46	484.59	0.288	0.48	0.0224	0.77	0.48
1-2	204.06	633.92	0.33	0.48	0.0242	0.82	0.48
RDC	204.06	633.92	0.373	0.52	0.0331	0.78	0.52

Tableau.193 : Résumé de calcul du Centre de gravité « CDG » et Moment d'inertie « I »

B. On calcule les contraintes.

Niveau	σ_a [KN/m ²]	σ_b [KN/m ²]
9	3958.02	-1689.02
Contraintes de signe opposée → SPC		
6-7-8	4809.02	-1023.68
Contraintes de signe opposée → SPC		
3-4-5	6098.42	-1070.11
Contraintes de signe opposée → SPC		
1-2	8835.4	-2126.5
Contraintes de signe opposée → SPC		
RDC	6508.18	-1506.26
Contraintes de signe opposée → SPC		

Tableau.194 : Calcule les contraintes.

C. On calcule les armatures verticales.

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]	T [KN]	Av _{cal} [cm ²]
9	1.035	0.085	0.3	38	0.95
6-7-8	1.08	0.085	0.21	16.12	0.4
3-4-5	1.125	0.085	0.19	15.25	0.38
1-2	1.17	0.085	0.2	31.9	0.8
RDC	1.17	0.085	0.2	30.13	0.75

Tableau.195 : Calcule des armatures verticales.

As _{minzt} [cm ²]	As _{minzc} [cm ²]	As _{minzg} [cm ²]
0.9	0.825	2.5875
0.63	1.17	2.7
0.57	1.305	2.8125
0.6	1.35	2.925
0.6	1.8	3.9

Tableau.196 : Calcule ferrailage verticale minimum.

D. On calcule l'espacement et les armatures horizontales.

Espaceiment RPA					
Zone d'about			Zone courante		
St ≤ 22.5 cm	On adopte	10	St ≤ 22.5 cm	On adopte	20

Tableau.197 : Détermination de l'espacement

Calcul de ferrailage horizontale					
Niveau	Vi [kN]	d [m]	τ [Mpa]	A _{hcal} [cm ²]	A _{hmin} [cm ²]
9	52.21	1.035	0.47	0.44	0.225
6-7-8	63.98	1.08	0.55	0.52	0.1575
3-4-5	74.74	1.125	0.62	0.58	0.1425
1-2	74.05	1.17	0.59	0.55	0.15
RDC	74.05	1.17	0.44	0.55	0.15

Tableau.198 : Calcule des armatures horizontales.

E. On résume les résultats de calcule dans un tableau propre.

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15
M [kNm]	204.06	204.06	128.46	101.1	93.79
N [kN]	633.92	633.92	484.59	327.35	156.33
V [kN]	74.05	74.05	74.74	63.98	52.21
τ [Mpa]	0.44	0.59	0.62	0.55	0.47
τ _{bu} [Mpa]	5		5	5	5
A _{raidadopté} [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A _{vtcalculé} [cm ²]	0.75	0.8	0.38	0.4	0.95
A _{vtmin} [cm ²]	0.6	0.6	0.57	0.63	0.9
A _{vtadopté} [cm ²]	4.16	4.16	4.16	4.16	5.16
Barres / 2.faces	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+4HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
A _{vcadopté} [cm ²]	3	3	3	3	2
A _{vcmin} [cm ²]	1.8	1.35	1.305	1.17	0.825
Barres / 2.faces	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	4HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
A _{hcal} [cm ²]	0.55	0.55	0.58	0.52	0.44
A _{hmin} [cm ²]	0.15	0.15	0.1425	0.1575	0.225
A _{hadopté} [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
S _{th} [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.199 : Résumé de choix des barres verticale et horizontale {Vx1}

F. On vérifie la contrainte de cisaillement et la condition de non flambement

Vérification aux sollicitations tangentes					
Niveau	V _{ucl} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	52.21	73.094	0.47	5	C.V
6-7-8	63.98	89.572	0.55	5	C.V
3-4-5	74.74	104.636	0.62	5	C.V
1-2	74.05	103.67	0.59	5	C.V
RDC	74.05	103.67	0.44	5	C.V

Tableau.200 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx1

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.13	65.73	2367	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.14	308.23	2455	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.15	432.23	2543	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.15	605.43	2631	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	16.21	0.22	605.43	4071	C.V

Tableau.201 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx1

3.3.6. Les résultats des autres voiles :

✚ Voile Vx2 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]
9	1.035	0.085	0.29
6-7-8	1.08	0.085	0.1
3-4-5	1.125	0.085	0.07
1-2	1.17	0.085	0
RDC	1.17	0.085	0

Tableau.202 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx2}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15	0.85 × 0.15
M [KNm]	190.87	190.87	122	93.82	67.51
N [KN]	1759.42	1759.42	641.05	433.49	151.36
V [KN]	75.8	75.8	67.71	59.93	35.32
τ [Mpa]	0.45	0.60	0.56	0.52	0.32
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A _{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

A_{vt} calculé [cm ²]	0	0	0.05	0.08	0.56
A_{vmin} [cm ²]	2.6	1.95	0.21	0.3	0.87
A_{v} adopté [cm ²]	3.16	3.16	3.16	3.16	5.16
Barres / 2.faces	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10+4HA8
St_{vzn} [cm]	10	10	10	10	10
A_{vc} adopté [cm ²]	5.16	5.16	5.16	5.16	2
A_{vcmin} [cm ²]	2.6	1.95	1.665	1.5	0.855
Barres / 2.faces	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA8
St_{vzc} [cm]	20	20	20	20	20
A_{hcal} [cm ²]	0.65	0.57	0.53	0.49	0.30
A_{hmin} [cm ²]	0.65	0.4875	0.0525	0.075	0.2175
A_h adopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
St_h [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.203 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx2}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	35.32	49.448	0.32	5	C.V
6-7-8	59.93	83.902	0.52	5	C.V
3-4-5	67.71	94.794	0.56	5	C.V
1-2	75.8	106.12	0.6	5	C.V
RDC	75.8	106.12	0.45	5	C.V

Tableau.204 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx2

Section [cm ²]	L_0 [m]	L_f [m]	λ	α	A_s [cm ²]	Br [m ²]	N_d [KN]	N_u [KN]	Condition $N_d \leq N_u$
9	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.13	85.67	2367	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	17.37	0.14	414.37	2483	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	17.37	0.15	619.05	2571	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	17.37	0.15	1730.93	2660	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	17.37	0.22	1730.93	4103	C.V

Tableau.205 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx2

✚ Voile Vx3 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	L_t [m]
9	0.99	0.08	0.33
6-7-8	1.035	0.08	0.15
3-4-5	1.08	0.08	0.15
1-2	1.125	0.08	0.18
RDC	1.125	0.08	0.16

Tableau.206 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx3}

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15
M [KNm]	188.26	188.26	123.51	97.03	97
N [KN]	796.33	796.33	549.57	408.78	155.7
V [KN]	71.93	71.93	72.83	61.46	54.33
τ [Mpa]	0.45	0.60	0.63	0.55	0.51
$\overline{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A_{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A_{vt} calculé [cm ²]	0.42	0.55	0.27	0.22	1.21
A_{vmin} [cm ²]	0.48	0.54	0.45	0.45	0.99
A_{vt} adopté [cm ²]	4.16	4.16	4.16	4.16	5.16
Barres / 2.faces	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+4HA8
Stvzn [cm]	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
A_{vc} adopté [cm ²]	3	3	3	3	2
A_{vcmin} [cm ²]	1.86	1.335	1.35	1.275	0.66
Barres / 2.faces	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	4HA8
Stvzc [cm]	19	19	19	19	19
A_{hcal} [cm ²]	0.56	0.56	0.59	0.52	0.48
A_{hmin} [cm ²]	0.12	0.135	0.1125	0.1125	0.2475
A_{had} adopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.207 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx3}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\overline{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\overline{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \overline{\tau}_b$
9	54.33	76.062	0.51	5	C.V
6-7-8	61.46	86.044	0.55	5	C.V
3-4-5	72.83	101.962	0.63	5	C.V
1-2	71.93	100.702	0.6	5	C.V
RDC	71.93	100.702	0.45	5	C.V

Tableau.208 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx3

Section [cm ²]	L_0 [m]	L_f [m]	λ	α	A_s [cm ²]	Br [m ²]	N_d [KN]	N_u [KN]	Condition $N_d \leq N_u$
9	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.13	74.15	2279	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.13	408.78	2367	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.14	549.57	2455	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.15	754.94	2543	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	16.21	0.21	754.94	3929	C.V

Tableau.209 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx3

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

✚ Voile Vx4 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]
9	0.99	0.08	0.12
6-7-8	1.035	0.08	0
3-4-5	1.08	0.08	0
1-2	1.125	0.08	0
RDC	1.125	0.08	0

Tableau.210 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx4}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15	0.8 × 0.15
M [KNm]	171.56	171.56	103.72	74.5	42.54
N [KN]	1903.46	1903.46	370.56	288.66	142.1
V [KN]	69.59	69.59	59.95	48.22	22.24
τ [Mpa]	0.43	0.58	0.52	0.43	0.21
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A _{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A _{vt} calculé [cm ²]	0	0	0	0	0.02
A _{vmin} [cm ²]	2.5	1.875	1.8	1.725	0.24
A _{vt} adopté [cm ²]	3.16	3.16	3.16	3.16	3.16
Barres / 2.faces	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
Stvzn [cm]	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
A _{vc} adopté [cm ²]	5.16	5.16	5.16	5.16	5.16
A _{vcmin} [cm ²]	2.5	1.875	1.8	1.725	1.41
Barres / 2.faces	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
Stvzc [cm]	19	19	19	19	19
A _{hcal} [cm ²]	0.63	0.54	0.49	0.43	0.20
A _{hmin} [cm ²]	0.625	0.46875	0.45	0.43125	0.06
A _h adopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
S _{th} [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.211 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx4}

Niveau	V _u cal [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	22.24	31.136	0.21	5	C.V
6-7-8	48.22	67.508	0.43	5	C.V
3-4-5	59.95	83.93	0.52	5	C.V
1-2	69.59	97.426	0.58	5	C.V
RDC	69.59	97.426	0.43	5	C.V

Tableau.212 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx4

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	38.21	0.72	243.37	11446	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	38.21	0.73	860.18	11622	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	39.37	0.74	1477.71	11826	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	39.37	0.75	1703.4	12003	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	39.37	1.07	1703.4	18970	C.V

Tableau.213 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx4

✚ Voile Vx5 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]
9	1.17	0.1	0.37
6-7-8	1.215	0.1	0.26
3-4-5	1.26	0.1	0.26
1-2	1.305	0.1	0.36
RDC	1.305	0.1	0.39

Tableau.214 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx5}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15
M [KNm]	200.42	200.42	105.03	72.32	62.43
N [KN]	338.55	338.55	274.37	186.9	101.6
V [KN]	53.11	53.11	53.94	46.67	31.79
τ [Mpa]	0.28	0.38	0.40	0.36	0.25
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
Araidadopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
Avtcalculé [cm ²]	1.59	1.38	0.4	0.29	0.56
Avmin [cm ²]	1.17	1.08	0.78	0.78	1.11
Avtadopté [cm ²]	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
Barres / 2.faces	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
Stvzn [cm]	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
Avcadopté [cm ²]	2	2	2	2	2
Avcmin [cm ²]	1.34	1.095	1.32	1.245	0.84
Barres / 2.faces	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Stvzc [cm]	19	19	19	19	19
Ahcal [cm ²]	0.36	0.36	0.37	0.34	0.28
Ahmin [cm ²]	0.2925	0.27	0.195	0.195	0.2775
Ahadopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.215 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx5}

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Niveau	V_{ucal} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	31.79	44.506	0.25	5	C.V
6-7-8	46.67	65.338	0.36	5	C.V
3-4-5	53.94	75.516	0.4	5	C.V
1-2	53.11	74.354	0.38	5	C.V
RDC	53.11	74.354	0.28	5	C.V

Tableau.216 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx5

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.15	43.17	2656	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.16	186.9	2744	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.16	258.57	2832	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.17	314.62	2920	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	17.21	0.24	314.62	4527	C.V

Tableau.217 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx5

✚ Voile Vx6 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]
9	1.17	0.1	0.31
6-7-8	1.215	0.1	0.19
3-4-5	1.26	0.1	0.14
1-2	1.305	0.1	0.23
RDC	1.305	0.1	0.23

Tableau.218 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx6}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15
M [KNm]	188.69	188.69	118	83.86	71.47
N [KN]	567.47	567.47	443.29	266	151.74
V [KN]	58	58	57.94	49.54	34.69
τ [Mpa]	0.31	0.41	0.43	0.38	0.28
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
Aradopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

A_{vt} calculé [cm ²]	0.53	0.53	0.13	0.18	0.45
A_{vmin} [cm ²]	0.69	0.69	0.42	0.57	0.93
A_{vt} adopté [cm ²]	4.16	4.16	4.16	4.16	5.16
Barres / 2.faces	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+2HA8	4HA10+4HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
A_{v} adopté [cm ²]	3	3	3	3	3
A_{vmin} [cm ²]	1.98	1.485	1.68	1.455	1.02
Barres / 2.faces	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
A_{hcal} [cm ²]	0.39	0.39	0.40	0.36	0.26
A_{hmin} [cm ²]	0.1725	0.1725	0.105	0.1425	0.2325
A_h adopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.219 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx6}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	34.69	48.566	0.28	5	C.V
6-7-8	49.54	69.356	0.38	5	C.V
3-4-5	57.94	81.116	0.43	5	C.V
1-2	58	81.2	0.41	5	C.V
RDC	58	81.2	0.31	5	C.V

Tableau.220 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx6

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.15	82.87	2656	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.16	286.84	2719	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.16	714.21	2808	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.17	1103.03	2896	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	16.21	0.24	1103.03	4499	C.V

Tableau.221 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx6

✚ Voile Vx7 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]
9	1.17	0.1	0.38
6-7-8	1.215	0.1	0.3
3-4-5	1.26	0.1	0.29
1-2	1.305	0.1	0.3
RDC	1.305	0.1	0.32

Tableau.222 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx7}

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15
M [KNm]	216.33	216.33	161.84	111.08	84.53
N [KN]	500.96	500.96	382.99	245.64	130.11
V [KN]	100.04	100.04	99.45	81.86	44.8
τ [Mpa]	0.54	0.72	0.74	0.63	0.36
$\overline{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A_{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A_{vt} calculé [cm ²]	1.14	1.02	0.76	0.6	0.8
A_{vmin} [cm ²]	0.96	0.9	0.87	0.9	1.14
A_{vt} adopté [cm ²]	5.16	5.16	5.16	5.16	6.16
Barres / 2.faces	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+6HA8
Stvzn [cm]	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
A_{vc} adopté [cm ²]	2	2	2	2	2
A_{vcmin} [cm ²]	1.62	1.275	1.23	1.125	0.81
Barres / 2.faces	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Stvzc [cm]	19	19	19	19	19
A_{hcal} [cm ²]	0.67	0.67	0.69	0.59	0.34
A_{hmin} [cm ²]	0.24	0.225	0.2175	0.225	0.285
A_{had} adopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.223 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx7}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\overline{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\overline{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \overline{\tau}_b$
9	44.8	62.72	0.36	5	C.V
6-7-8	81.86	114.604	0.63	5	C.V
3-4-5	99.45	139.23	0.74	5	C.V
1-2	100.04	140.056	0.72	5	C.V
RDC	100.04	140.056	0.54	5	C.V

Tableau.224 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx7

Section [cm ²]	L_0 [m]	L_f [m]	λ	α	A_s [cm ²]	B_r [m ²]	N_d [KN]	N_u [KN]	Condition $N_d \leq N_u$
9	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.15	27.46	2656	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.16	245.64	2719	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.16	382.99	2808	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	16.21	0.17	470.34	2896	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	16.21	0.24	470.34	4499	C.V

Tableau.225 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx7

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

✚ Voile Vx8 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]
9	1.17	0.1	0.37
6-7-8	1.215	0.1	0.31
3-4-5	1.26	0.1	0.31
1-2	1.305	0.1	0.34
RDC	1.305	0.1	0.36

Tableau.226 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vx8}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15	1 × 0.15
M [KNm]	215.2	215.2	135.06	97.64	66.11
N [KN]	418.05	418.05	292.65	207.17	103.9
V [KN]	98.02	98.02	71.82	57.94	33.65
τ [Mpa]	0.53	0.70	0.53	0.45	0.27
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A _{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A _{vt} calculé [cm ²]	1.46	1.3	0.73	0.57	0.6
A _{vmin} [cm ²]	1.08	1.02	0.93	0.93	1.11
A _{vt} adopté [cm ²]	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
Barres / 2.faces	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8
Stvzn [cm]	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5
A _{vc} adopté [cm ²]	2	2	2	2	2
A _{vcmin} [cm ²]	1.46	1.155	1.17	1.095	0.84
Barres / 2.faces	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Stvzc [cm]	19	19	19	19	19
A _{hcal} [cm ²]	0.66	0.66	0.50	0.42	0.28
A _{hmin} [cm ²]	0.27	0.255	0.2325	0.2325	0.2775
A _h adopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.227 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vx8}

Niveau	V _u cal [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	33.65	47.11	0.27	5	C.V
6-7-8	57.94	81.116	0.45	5	C.V
3-4-5	71.82	100.548	0.53	5	C.V
1-2	98.02	137.228	0.7	5	C.V
RDC	98.02	137.228	0.53	5	C.V

Tableau.228 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx8

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.15	98.48	2656	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.16	451.84	2744	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.16	1015.07	2832	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	17.21	0.17	418.05	2920	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	17.21	0.24	418.05	4527	C.V

Tableau.229 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx8

✚ Voile Vx9 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]	Ltvoi [m]
9	3.78	0.36	0.87	0.57
6-7-8	3.87	0.36	0.93	0.58
3-4-5	3.96	0.36	1.71	1.31
1-2	4.05	0.36	1.69	1.24
RDC	4.05	0.36	1.73	1.28

Tableau.230 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures { Vx9 }

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	3.6 × 0.15	3.6 × 0.15	3.6 × 0.15	3.6 × 0.15	3.6 × 0.15
M [KNm]	3277.99	3277.99	1347.99	586.7	287.06
N [KN]	741.15	741.15	292.48	348.77	192.76
V [KN]	718.7	718.7	549.16	346.64	180.13
τ [Mpa]	1.24	1.66	1.29	0.84	0.44
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
Araidadopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
Avtcalculé [cm ²]	9.46	7.42	3.78	0.59	0.31
Avmin [cm ²]	5.19	5.07	5.13	2.79	2.61
Avtadopté [cm ²]	16.32	16.32	16.32	9.32	9.32
Barres / 2.faces	8HA10+20HA8	8HA10+20HA8	8HA10+20HA8	8HA10+6HA8	8HA10+6HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
Avcadopté [cm ²]	5	5	5	12	12
Avcmin [cm ²]	2.08	1.68	1.47	3.66	3.69
Barres / 2.faces	10HA8	10HA8	10HA8	24HA8	24HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
Ahcal [cm ²]	1.55	1.55	1.28	0.78	0.65
Ahmin [cm ²]	1.2975	1.2675	1.2825	0.6975	0.6525
Ahadopté [cm ²]	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
Barres / 2.plans	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8	28HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.231 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale { Vx9 }

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Niveau	V_{ucal} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	180.13	252.182	0.44	5	C.V
6-7-8	346.64	485.296	0.84	5	C.V
3-4-5	549.16	768.824	1.29	5	C.V
1-2	718.7	1006.18	1.66	5	C.V
RDC	718.7	1006.18	1.24	5	C.V

Tableau.232 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vx9

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	30.37	0.50	322.86	8084	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	30.37	0.51	913.43	8260	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	30.37	0.52	1648.04	8437	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	30.37	0.54	2756.73	8613	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	30.37	0.76	2756.73	13588	C.V

Tableau.233 : Vérification de la condition de non flambement pour Vx9

✚ Voile Vy1 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]	Ltvoi [m]
9	5.4	0.54	0.04	0
6-7-8	5.49	0.54	0.26	0
3-4-5	5.58	0.54	1.37	0.97
1-2	5.67	0.54	1.56	1.11
RDC	5.67	0.54	1.58	1.13

Tableau.234 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy1}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	5.4 × 0.15	5.4 × 0.15	5.4 × 0.15	5.4 × 0.15	5.4 × 0.15
M [KNm]	6926.56	6926.56	3625.82	1198.81	290.75
N [KN]	2383.09	2383.09	1477.71	860.18	243.37
V [KN]	535.46	535.46	497.52	327.71	98.38
τ [Mpa]	0.66	0.88	0.83	0.56	0.17
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A _{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

A_{vt} calculé [cm ²]	6.87	5.65	2.66	0.04	0
A_{vmin} [cm ²]	4.74	4.68	4.11	0.78	0.12
A_{vt} adopté [cm ²]	14.32	14.32	14.32	7.16	7.16
Barres / 2.faces	8HA10+16HA8	8HA10+16HA8	8HA10+16HA8	4HA10+8HA8	4HA10+8HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
A_{vc} adopté [cm ²]	16	16	16	22	22
A_{vcmin} [cm ²]	6.28	4.77	5.19	8.37	8.88
Barres / 2.faces	32HA8	32HA8	32HA8	44HA8	44HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
A_{hcal} [cm ²]	1.19	1.17	1.03	0.52	0.16
A_{hmin} [cm ²]	1.185	1.17	1.0275	0.195	0.03
$A_{hadopté}$ [cm ²]	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Barres / 2.plans	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.235 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vy1}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	98.38	137.732	0.17	5	C.V
6-7-8	327.71	458.794	0.56	5	C.V
3-4-5	497.52	696.528	0.83	5	C.V
1-2	535.46	749.644	0.88	5	C.V
RDC	535.46	749.644	0.66	5	C.V

Tableau.236 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy1

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	38.21	0.72	243.37	11446	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	38.21	0.73	860.18	11622	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	39.37	0.74	1477.71	11826	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	39.37	0.75	1703.4	12003	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	39.37	1.07	1703.4	18970	C.V

Tableau.237 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy1

✚ Voile Vy2 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]	Ltvoi [m]
9	2.43	0.24	0.82	0.82
6-7-8	2.475	0.24	0.42	0.42
3-4-5	2.52	0.24	0.24	0.24
1-2	2.565	0.24	0.43	0.43
RDC	4.32	0.39	0	0

Tableau.238 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy2}

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	3.9 × 0.15	2.4 × 0.15	2.4 × 0.15	2.4 × 0.15	2.4 × 0.15
M [KNm]	815.8831	815.8831	444.69	313.2	233.05
N [KN]	944.2613	944.2613	657.42	389.59	153.94
V [KN]	454.42	454.42	177.49	174.63	129.35
τ [Mpa]	0.74	1.65	0.66	0.66	0.50
$\overline{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A_{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A_{vt} calculé [cm ²]	0	0.81	0.15	0.34	1.05
A_{vmin} [cm ²]	9.6	1.29	0.72	1.26	2.46
A_{vt} adopté [cm ²]	5.16	6.16	6.16	6.16	10.16
Barres / 2.faces	4HA10+4HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+6HA8	4HA10+14HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
A_{vc} adopté [cm ²]	16	9	9	9	5
A_{vcmin} [cm ²]	9.6	2.985	3.48	2.865	1.59
Barres / 2.faces	32HA8	18HA8	18HA8	18HA8	10HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
A_{hcal} [cm ²]	2.40	1.55	0.62	0.62	0.62
A_{hmin} [cm ²]	2.4	0.3225	0.18	0.315	0.615
A_{had} adopté [cm ²]	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Barres / 2.plans	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.239 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vy2}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\overline{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\overline{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \overline{\tau}_b$
9	129.35	181.09	0.5	5	C.V
6-7-8	174.63	244.482	0.66	5	C.V
3-4-5	177.49	248.486	0.66	5	C.V
1-2	454.42	636.188	1.65	5	C.V
RDC	454.42	636.188	0.74	5	C.V

Tableau.240 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy2

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	24.21	0.32	45.1	5292	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	24.21	0.33	347.59	5380	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	24.21	0.33	554.05	5468	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	24.21	0.34	1039.04	5556	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	30.21	0.81	1039.04	14439	C.V

Tableau.241 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy2

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

✚ Voile Vy3 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]	Ltvoi [m]
9	4.05	0.39	0	0
6-7-8	4.14	0.39	0	0
3-4-5	4.23	0.39	0.32	0
1-2	4.32	0.39	1.06	0.61
RDC	4.32	0.39	1.03	0.58

Tableau.242 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy3}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	3.9 × 0.15	3.9 × 0.15	3.9 × 0.15	3.9 × 0.15	3.9 × 0.15
M [KNm]	2829.13	2829.13	822.01	287.91	98.19
N [KN]	1348.16	1348.16	652.24	440.2	150.72
V [KN]	271.95	271.95	177.56	115.94	102.32
τ [Mpa]	0.44	0.59	0.39	0.26	0.24
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
A _{raid} adopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
A _v calculé [cm ²]	2.44	2.14	0.07	0	0
A _v min [cm ²]	3.09	3.18	0.96	6.9	6.75
A _v adopté [cm ²]	8.16	8.16	5.16	5.16	5.16
Barres / 2.faces	4HA10+10HA8	4HA10+10HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8	4HA10+4HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
A _v adopté [cm ²]	12	12	16	16	16
A _v cmin [cm ²]	5.48	4.02	6.09	6.9	6.75
Barres / 2.faces	24HA8	24HA8	32HA8	32HA8	32HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
A _h cal [cm ²]	0.77	0.80	0.37	1.73	1.69
A _h min [cm ²]	0.7725	0.795	0.24	1.725	1.6875
A _h adopté [cm ²]	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Barres / 2.plans	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8
S _{th} [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.243 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vy3}

Niveau	V _u cal [KN]	\bar{V} [KN]	τ _b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition τ _b ≤ $\bar{\tau}_b$
9	102.32	143.248	0.24	5	C.V
6-7-8	115.94	162.316	0.26	5	C.V
3-4-5	177.56	248.584	0.39	5	C.V
1-2	271.95	380.73	0.59	5	C.V
RDC	271.95	380.73	0.44	5	C.V

Tableau.244 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy3

FERRAILLAGE DES ELEMENS DE CONTREVENTEMENT

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	30.21	0.54	150.72	8609	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	30.21	0.55	603.08	8785	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	30.21	0.56	1141.35	8961	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	29.21	0.57	1628.37	9113	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	29.21	0.81	1628.37	14411	C.V

Tableau.245 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy3

✚ Voile Vy4 :

Niveau	du [m]	RPA L/10 [m]	Lt [m]	Ltvoi [m]
9	7.38	0.76	1.99	1.69
6-7-8	7.47	0.76	1.82	1.47
3-4-5	7.56	0.76	2.14	1.74
1-2	7.65	0.76	2.65	2.2
RDC	7.65	0.76	2.77	2.32

Tableau.246 : Longueur tendue, disposition et hauteur utile des armatures {Vy4}

Niveau	RDC	1-2	3-4-5	6-7-8	9
Section [m ²]	7.6 × 0.15	7.6 × 0.15	7.6 × 0.15	7.6 × 0.15	7.6 × 0.15
M [KNm]	8899.78	8899.78	4914.89	1961.01	416.37
N [KN]	1788.58	1788.58	1370.92	667.21	138.25
V [KN]	660.11	660.11	571.3	390.53	106.26
τ [Mpa]	0.60	0.81	0.71	0.49	0.13
$\bar{\tau}_{bu}$ [Mpa]	5		5	5	5
Araidadopté [cm ²]	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Barres	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
Avtcalculé [cm ²]	12.02	9.54	3.91	1.28	0.37
Avmin [cm ²]	8.31	7.95	6.42	5.46	5.97
Avtadopté [cm ²]	26.32	26.32	20.32	20.32	20.32
Barres / 2.faces	8HA10+40HA8	8HA10+40HA8	8HA10+28HA8	8HA10+28HA8	8HA10+28HA8
Stvzn [cm]	10	10	10	10	10
Avcadopté [cm ²]	8	8	11	11	11
Avcmin [cm ²]	5.92	4.8	6.18	6.99	6.33
Barres / 2.faces	16HA8	16HA8	22HA8	22HA8	22HA8
Stvzc [cm]	20	20	20	20	20
Ahcal [cm ²]	2.08	1.99	1.61	1.37	1.49
Ahmin [cm ²]	2.0775	1.9875	1.605	1.365	1.4925
Ahadopté [cm ²]	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
Barres / 2.plans	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8	26HA8
Sth [cm]	20	20	20	20	20

Tableau.247 : Calcul de ferrailage verticale et horizontale {Vy4}

Niveau	V_{ucal} [KN]	\bar{V} [KN]	τ_b [Mpa]	$\bar{\tau}_b$ [Mpa]	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$
9	106.26	148.764	0.13	5	C.V
6-7-8	390.53	546.742	0.49	5	C.V
3-4-5	571.3	799.82	0.71	5	C.V
1-2	660.11	924.154	0.81	5	C.V
RDC	660.11	924.154	0.6	5	C.V

Tableau.248 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour Vy4

Section [cm ²]	Lo [m]	Lf [m]	λ	α	As [cm ²]	Br [m ²]	Nd [KN]	Nu [KN]	Condition Nd ≤ Nu
9	3.06	2.14	49.41	0.608	40.37	0.98	210.53	15374	C.V
6-7-8	3.06	2.14	49.41	0.608	40.37	0.99	935.39	15550	C.V
3-4-5	3.06	2.14	49.41	0.608	40.37	1.00	1532.77	15726	C.V
1-2	3.06	2.14	49.41	0.608	43.37	1.02	2102.93	15975	C.V
RDC	3.06	2.14	37.06	0.694	43.37	1.44	2102.93	25354	C.V

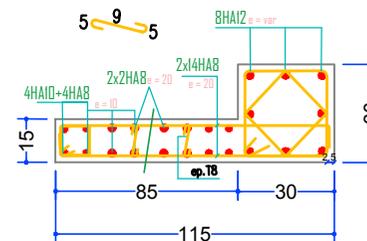
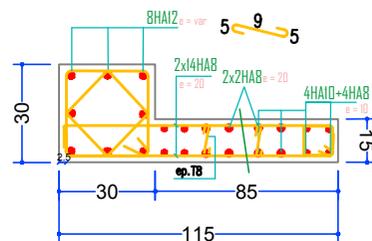
Tableau.249 : Vérification de la condition de non flambement pour Vy4

Figure.68 : Schémas de ferrailage des voiles

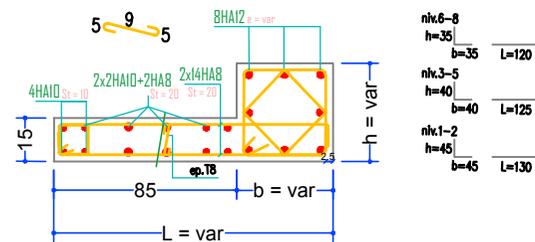
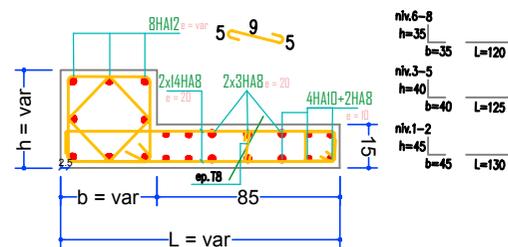
Vx1

Vx2

Niv.9



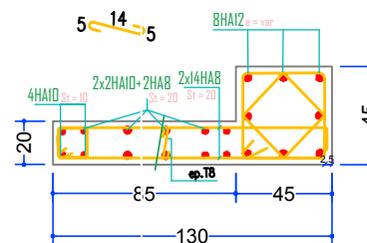
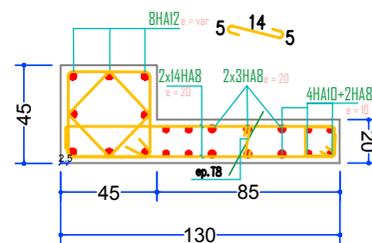
Niv.1-8



Vx1

Vx2

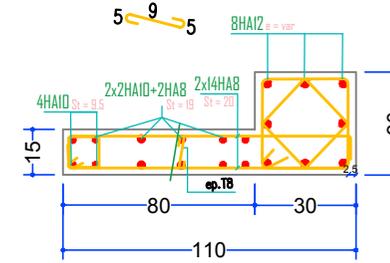
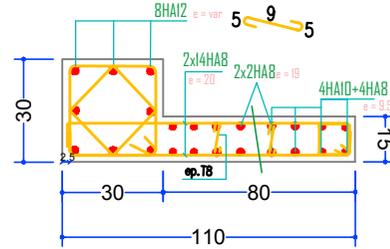
RDC



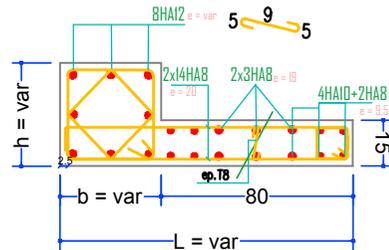
Vx3

Vx4

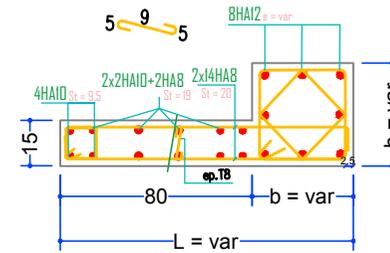
Niv.9



Niv.1-8



niv.6-8	h=35	L=115
	b=35	
niv.3-5	h=40	L=120
	b=40	
niv.1-2	h=45	L=125
	b=45	

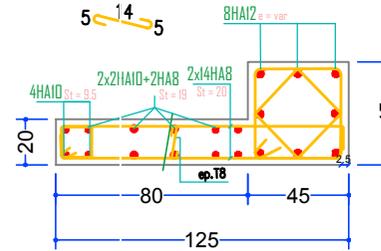
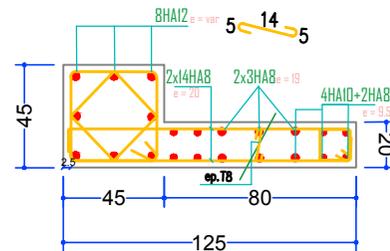


niv.6-8	h=35	L=115
	b=35	
niv.3-5	h=40	L=120
	b=40	
niv.1-2	h=45	L=125
	b=45	

Vx3

Vx4

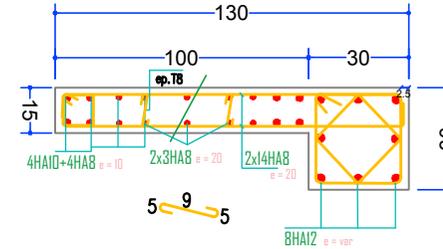
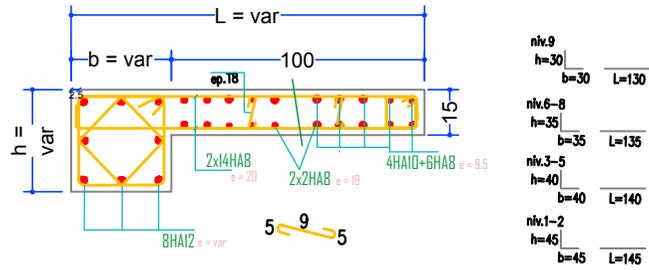
RDC



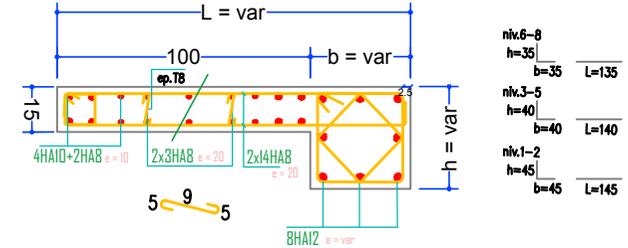
Vx5

Vx6

Niv.9



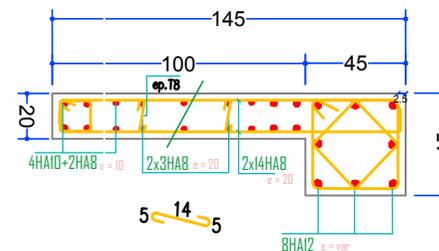
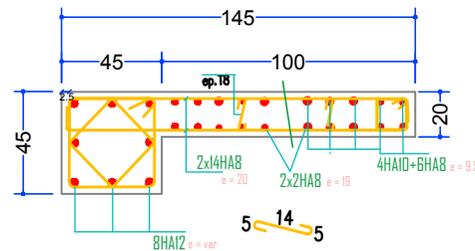
Niv.1-8



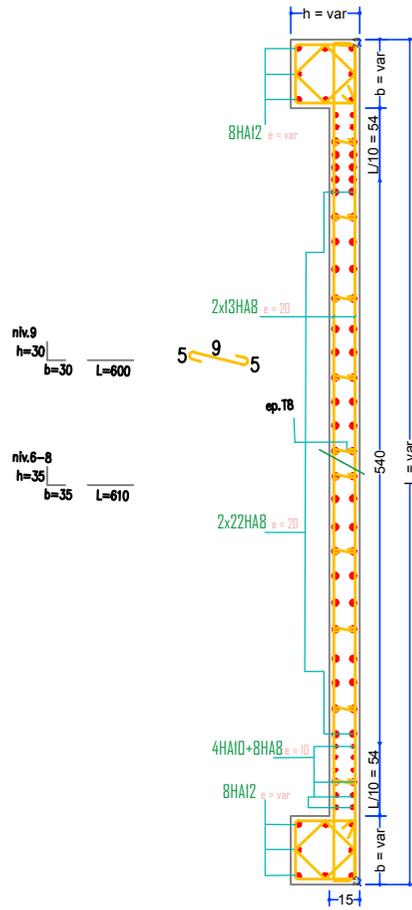
Vx5

Vx6

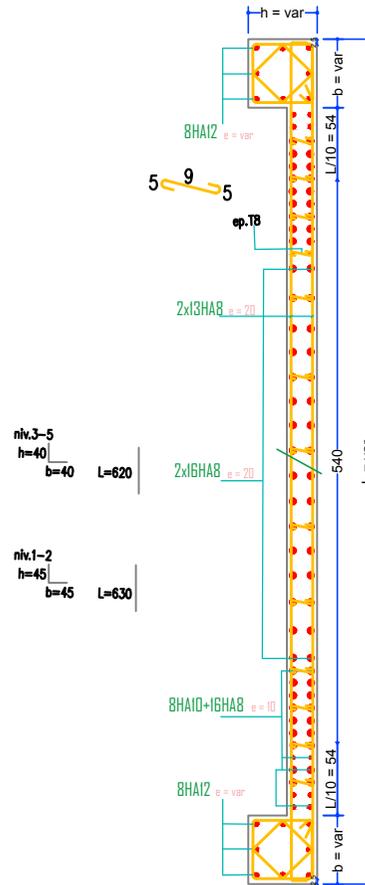
RDC



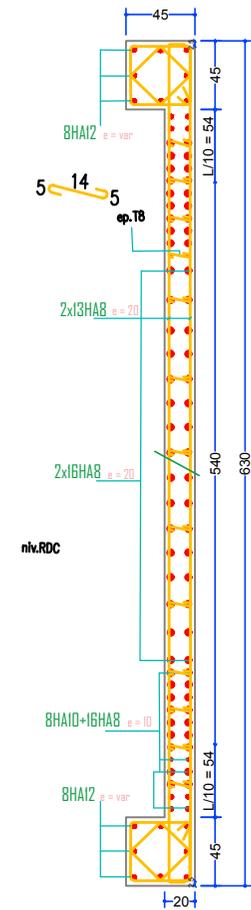
— SECTION 3_Vy1 —



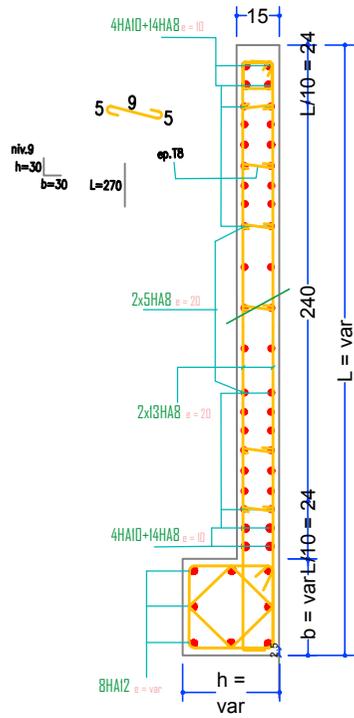
— SECTION 2_Vy1 —



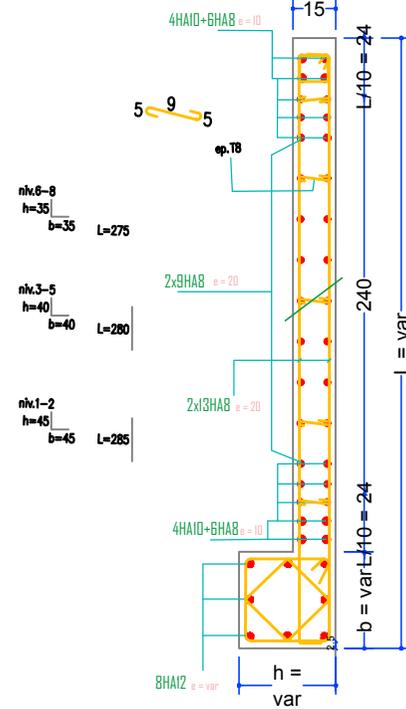
— SECTION 1_Vy1 —



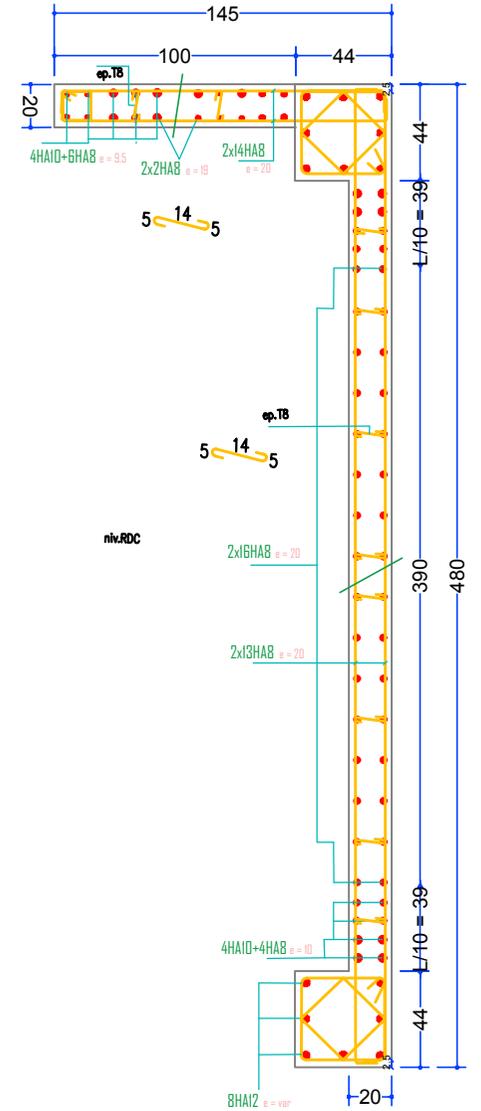
— SECTION 3_Vy2 —



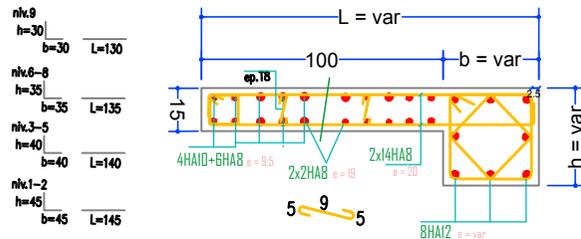
— SECTION 2_Vy2 —



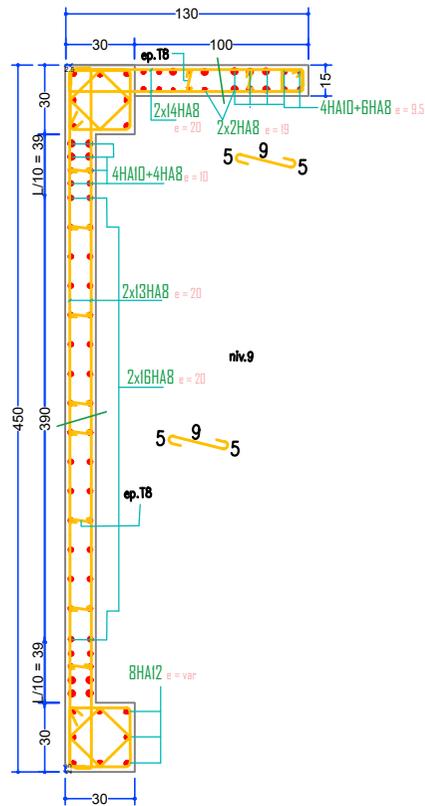
— SECTION 1_V1 —



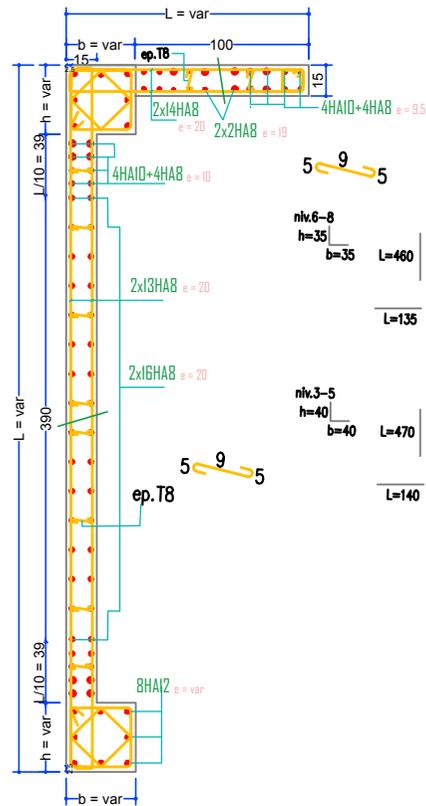
— SECTION 4_Vx8 —



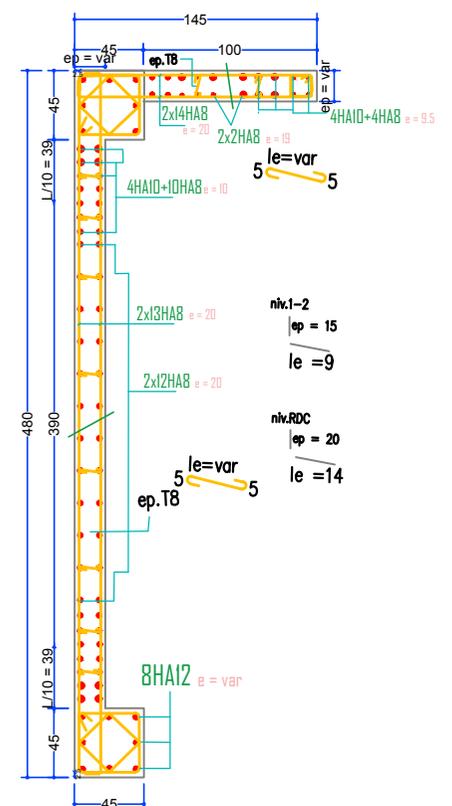
— SECTION 3_V2 —



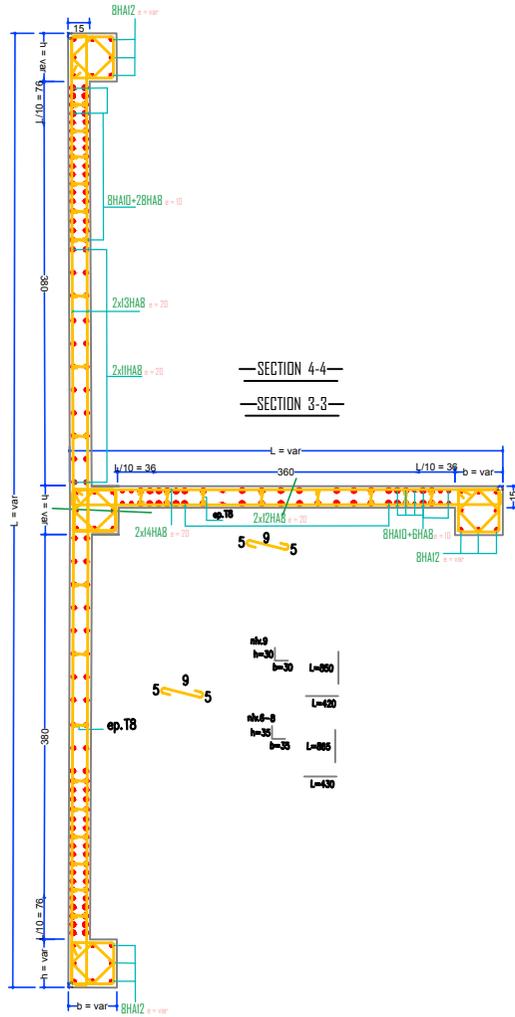
— SECTION 2_V2 —



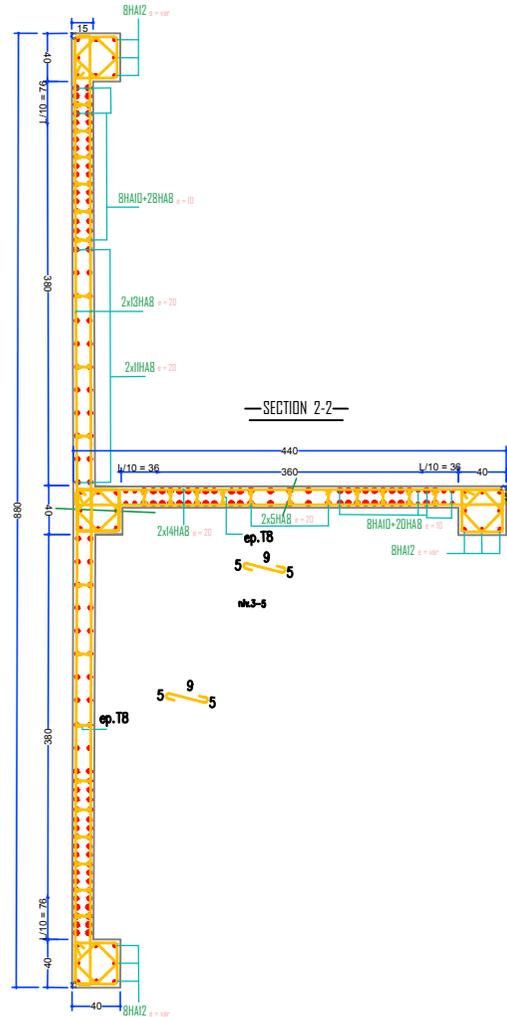
— SECTION 1_V2 —



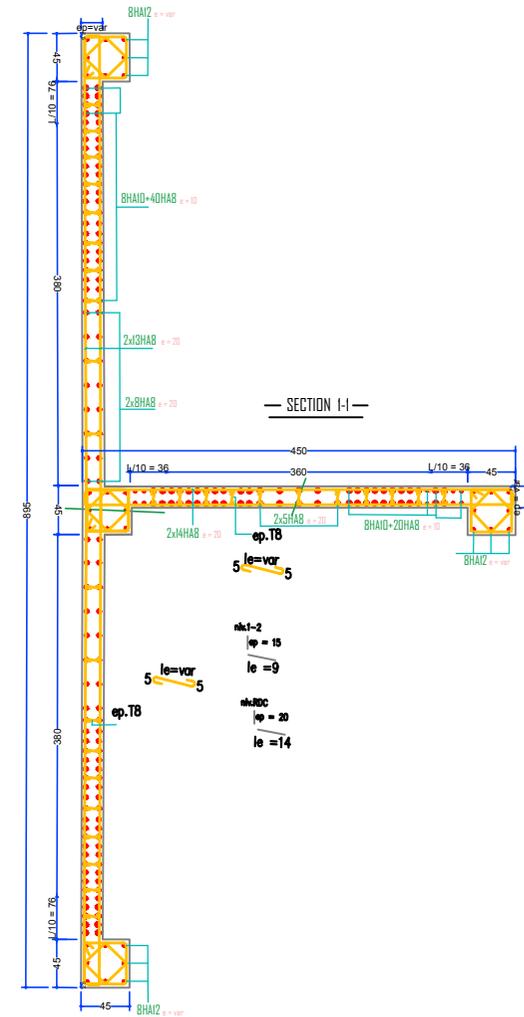
— SECTION 3_V3 —



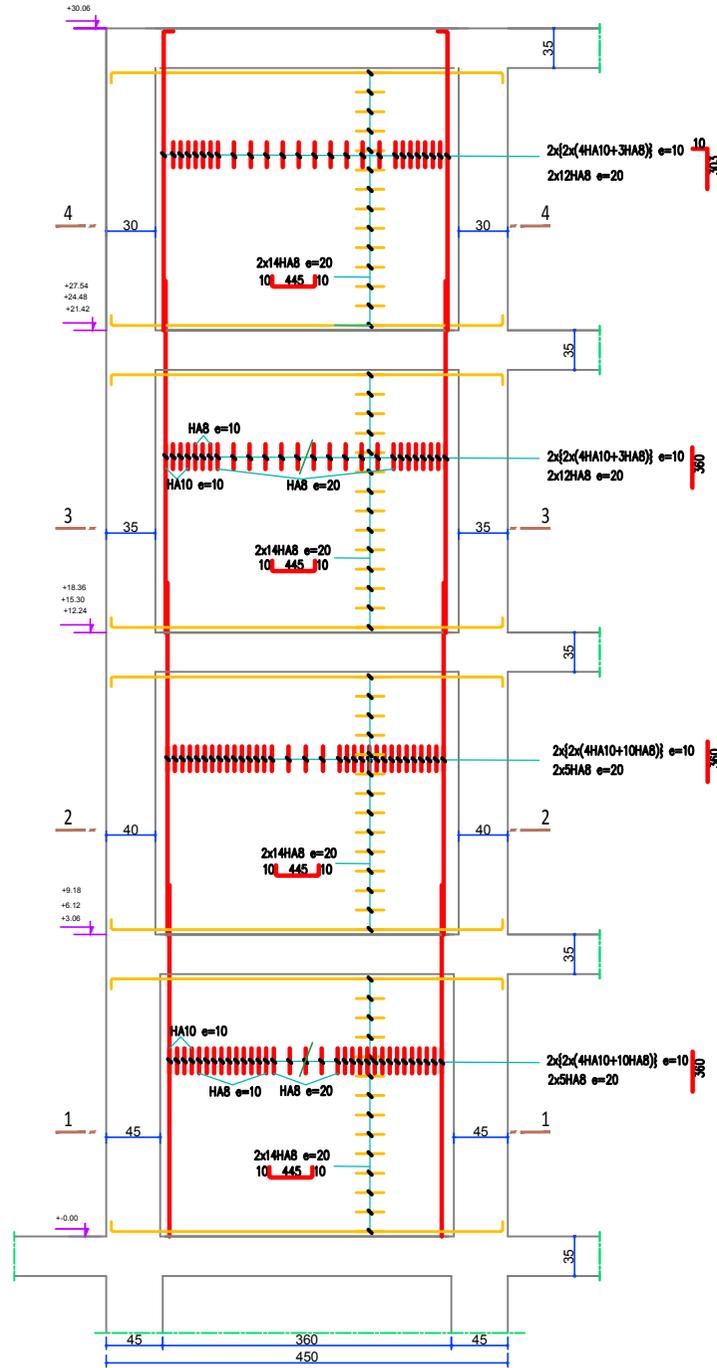
— SECTION 2_V3 —



— SECTION 1_V3 —



Vue en élévation Vx9



CHAPITRE 06 :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure, aussi c'est la partie de la structure qui est encastré dans le sol, leur rôle est de transmise les charges de la structure au sol ; donc elle jouée un grand rôle pour la stabilité de la structure.

↳ Elle est composée de : • Fondation.

- Avant poteau.
- Longrines et parfois des poutres de renforcements.

↳ Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des paramètres suivants :

- La nature du sol (la capacité portante du sol).
- Le type d'ouvrage (la descende des charges).
- L'aspect vibratoire de la structure.
- L'étude sismique de la zone considérée.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

↳ Les types des fondations :

Il y a 4 types : profond (les pieux), semi-profond (les puits), les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages) et superficielles, on concerner au superficielles alors leurs types sont :

- Les semelles isolées sous poteau.
- les semelles filantes continuent sous mur.
- les semelles filantes sous plusieurs poteaux.
- le radier générale.

↳ Stabilité des fondations :

- Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action des sollicitations :
 - Dues au sol.
 - Dues à la superstructure.
- Les tassements uniformes des fondations sont admissibles dans certaines limites.
- Les tassements différentiels seront évités par adapter des fondations selon la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, on prés en compte les résultats des études géologiques et géotechniques du sol considéré.

↳ Le rapport du sol :

Il n'y a pas un rapport du sol donc on supposer que le type de fondations suggéré est superficiel, avec la fissuration est très préjudiciable et la contrainte admissible de sol

est $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$, ainsi qu'une hauteur d'ancrage $H = \frac{h_{str}}{10} \rightarrow \text{Bloc 1 : } H = 3.12 \text{ m}$

Note : Il y a deux blocs dans notre étude mais on va faire les calcule juste pour le bloc 1 comme exemple de calcule.

↳ Combinaisons d'actions à considérer : RPA99/v.2003 : {Article 10.1.4.1 page 81}

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

1. Choix du type des fondations

Généralement lorsque on a des tours de R+8 et des structures plus élancées on prend comme choix un radier générale pour plus de stabilité et bonne répartition des charges.

2. Vérification le choit des fondations

On a : $\frac{N_{ser}}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S_s \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Pour cette vérification on prend juste la somme des efforts normales « Nser » apportés par poteaux et voiles à la base sous la combinaison G+Q+E d’après l’RPA.

- Donc on obtient :
- La surface totale des fondations est : $S_{fon} = S_s$
 - La surface totale de la structure est : $S_{str} = L \times B$

Alors : le rapport $\left\{ \frac{S_{fon}}{S_{str}} \right\}$ entre S_{fon} et S_{str} est déterminant pour le choix de fondation.

On a la structure est de forme suivante au niveau de base :

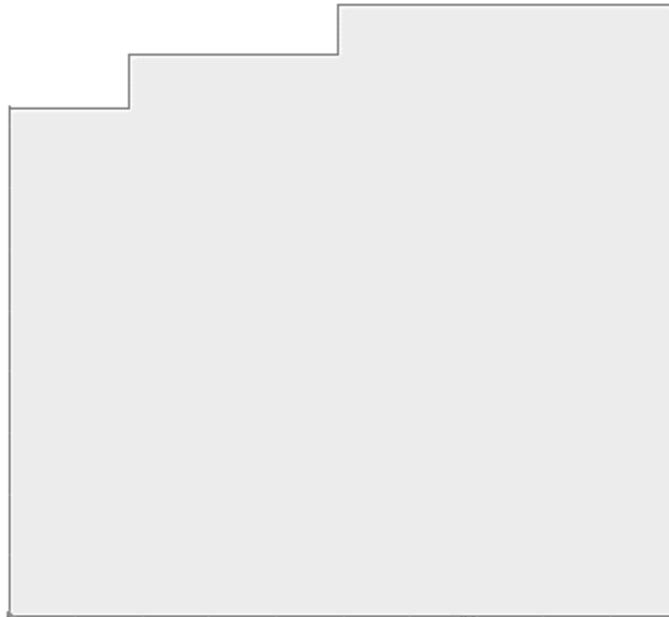


Figure.69 : Forme de la structure au niveau de base

Nser [KN]	$\overline{\sigma_{sol}}$ [bars]	Sfon [m²]	Lx [m]	Ly [m]	Sstr [m²]
40364.29	2	201.82	19.9	18.2	341.7
Alors le rapport entre Sfon et Sstr est : $S_{fon}/S_{str} =$					59 %
On a la surface des fondations dépasse 50% de la surface d'ouvrage, c'est-à-dire on confirme de faire un radier général.					

Tableau.250 : Vérification de choit des fondations

3. Le radier générale

C'est un type des fondations superficielles, on obtient par la réalisation d'une dalle sous l'ouvrage comme fondation pour la transmission des charges. Il est travaillé comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité

- ↳ Les types des radiers sont :
 - Le radier dalle.
 - Le radier nervuré.
 - Le radier champignon sous poteaux.
 - Le radier voule.

↳ On choisit le radier nervuré parce qu'il est plus économique.

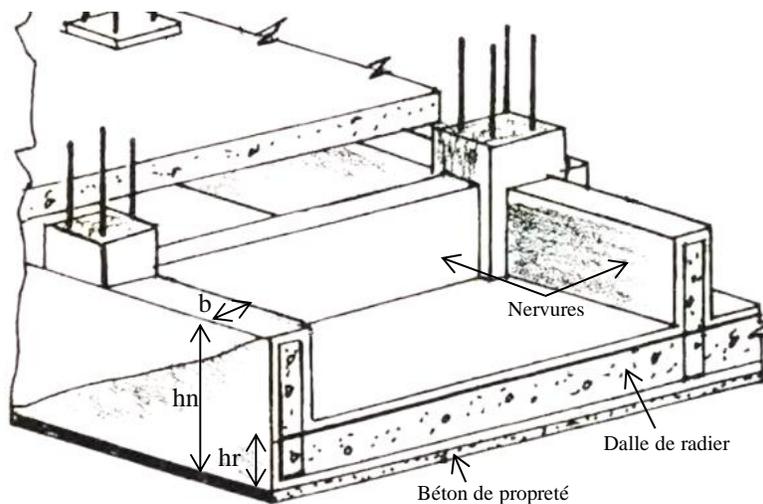


Figure.70 : schéma de radier nervuré

3.1. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul du radier sont :

- ELU
- ELS
- En plus que de l'RPA.

3.2. Le prédimensionnement du radier

3.2.1. Prédimensionnement des composants

A. Nervure

❖ La hauteur de la nervure

✓ Conditions forfaitaires : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$ et : $0.5 < h_n < 1.5m$

Avec : L_{max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.

On a : $L_{max} = 6.9 m$; mais il occupe seulement une seule travée entre deux poteaux et si on prend pour le calcul de « h_n », il va exiger un « h_n » grand alors pour des raisons économiques on propose une solution de faire une nervure perpendiculaire à cette nervure pour diminuer la portée et on prend L_{max} suivants.

L_{max} [m]	Condition.1	h_n [cm]	Condition.2
5.4	$h_n \geq 54$	55	$0.5 \leq h_n \leq 1.5 m \dots CV$

- ✓ Condition de longueur élastique : $L_e \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$ avec : $L_e = \left(\frac{4EI}{K \times b}\right)^{1/4}$
 Avec : L_e : Longueur élastique, {dét la nature du radier (rigide ou flexible)}.
 K : Coefficient de raideur moyenne du sol $K = 40000 \text{ KN/m}^3$.
 E : Module d'élasticité déferée du béton $E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ KN/m}^3$.
 I : Inertie de la section du radier $I = \frac{bh^3}{12} \text{ m}^4$.
 b : la largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

Alors on obtient : $h_n \geq \left[\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E\pi^4}\right]^{1/3}$

E [KN/m³]	Condition.1	h _n [m]	Condition.2
10818866	$h_n \geq 1.2$	1.2	$0.5 \leq h_n \leq 1.5 \text{ m} \dots \text{CV}$

Remarque : il faut assurer que le radier est de type rigide pour assurer que la répartition des contraintes sous le radier soit linéaire, à cause de sa la hauteur « h_n » doit satisfaire la condition de la longueur élastique.

❖ La largeur de la nervure

- ✓ Les conditions : $0.3h_n < b < 0.7h_n$ et $b \geq b_{\text{poteau}}$

Sens	b _{pot} [cm]	Condition.1	b [cm]	Condition.2
x,y	45	$b \geq 45$	50	$0.36 \leq b \leq 0.84 \text{ m} \dots \text{CV}$

B. Epaisseur de la dalle

- ✓ Conditions forfaitaires : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$ et : $0.4 < h_r < 1\text{m}$

L _{max} [m]	Condition.1	h _r [cm]	Condition.2
5.4	$h_r \geq 27$	70	$0.4 \leq h_r \leq 1 \text{ m} \dots \text{CV}$

- ✓ Condition de résistance au cisaillement : *BAEL 91* : {Art 3.2.1 page 180}

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right]$

Avec : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU : $V_u = \frac{q_u L_{\max}}{2}$

N_u : L'effort normal à la base (selon Etabs) : $q_u = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$; $S_{\text{rad}} = S_{\text{str}}$

S _{rad} [m²]	N _u [KN]	q _u [KN]	V _u [KN]	τ [Mpa]	τ̄ [Mpa]	Condition
341.70	56510	165.38	446.52	0.709	2.50	$\tau < \bar{\tau}$ C.V

Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement

Tableau.251 : Condition de résistance au cisaillement

C. Le débordement

- ✓ S'il y a possibilité de réaliser, on considère comme étant la largeur hors nervure de la table d'une nervure de rive : $D \geq \max\left[\frac{h_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right]$ avec : $0.5 \leq D \leq 1.5m$

D'où : $S_{rad} = S_{str} + 2D(L_x + L_y)$

Condition	D [cm]	Condition
$D \geq \max(0.6 ; 0.54)$	60	$0.5 \leq D \leq 1.5 m \dots CV$

- ✓ On la structure est situé entre 3 blocs et le rue donc il n'est y a pas de possibilité de faire le débordement.

D. La surface du radier

- ✓ Surface du radier avec débordement : $S_{rad} = S_{str} + D \times P$ avec : P : périmètre
- ✓ Surface du radier sans débordement : $S_{rad} = S_{str}$
- ✓ Surface minimale du radier : $S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \dots CV$

Avec : on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5 selon RPA99/v.2003 : {Article 10.1.4.1 page 81}

$S_{rad} \geq 282.55 m^2$	
Surface sans débordement	Surface avec débordement
$S_{rad} = 341.7 m^2$	$S_{rad} = 387.42 m^2$

E. Résumé de résultats

hn [m]	b [cm]	hr [cm]	Srad [m²]
1.2	50	70	341.7

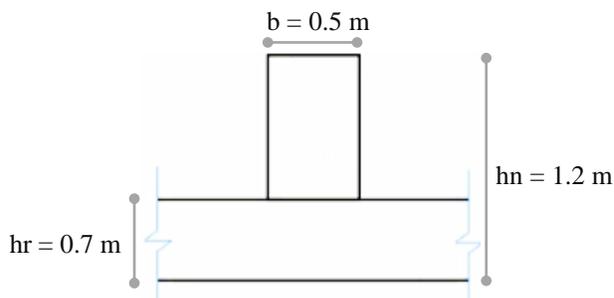


Figure.71 : schéma des dimensions de radier adopté

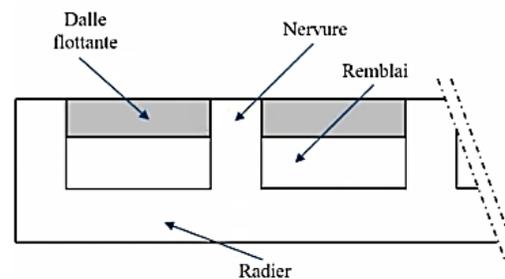


Figure.72 : schéma d'une coupe transversale

3.2.2. Vérification au poinçonnement

✓ Cette vérification est : $N_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h_n \times f_{c28}}{\gamma_b}$ CBA (Art A5.2.4.2)

Avec : N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau le plus sollicité

U_c : périmètre du contour cisailé : $U_c = 2(A + B)$ avec : $\begin{cases} A = a + h_n \\ B = b + h_n \end{cases}$

Avec : a et b les dimensions de poteau le plus sollicité : 45x45

Si la condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

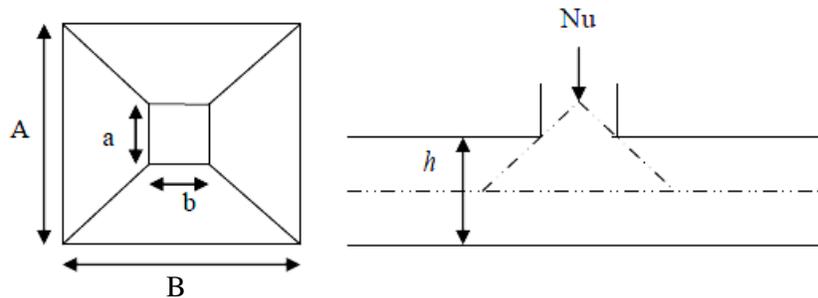


Figure.73 : schéma de zone du contact poteau-radier (correspondant au poinçonnement)

⇒ Résultats de vérification au poinçonnement

N_u [KN]	A [m]	B [m]	U_c [m]	Condition
1728.401	1.7	1.8	7	$N_u \leq 6300$ KN

On a : $N_u = 1728.401 \leq 6300$...CV

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

Tableau.252 : Vérification au poinçonnement

3.2.3. Caractéristique géométrique du radier

On utilise l'application *SOCOTEC-Formes* pour le calcul :

A. Le centre de gravité

Le centre de gravité du radier est :

$X_G = 10.34$ m

$Y_G = 8.63$ m

B. L'inertie du radier

Les inerties du radier sont calculées par la formule :

Les inerties/x : $I_{xx} = 8625.4$ m⁴

Les inerties/y : $I_{yy} = 11027.9$ m⁴

C. Calcul de l'excentricité

Le centre de masse de la superstructure le plus défavorable d'après *Etabs* est :

$X_m = 10.2049$ m alors $e_x = 0.1351$ m

$Y_m = 8.7058$ m alors $e_y = 0.0758$ m

On trouve que les valeurs du centre des masses de la superstructure et de radier sont proches, alors l'effet de l'excentricité est négligeable, c'est-à-dire il y a une réaction du sol bien uniforme.

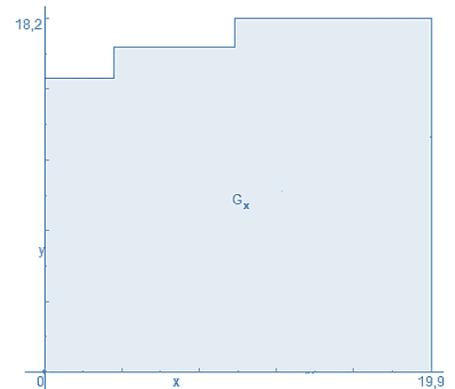


Figure.74 : Position de centre de gravité

3.2.4. Vérification de la stabilité du radier

A. Vérification du sol sous les charges verticales

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

✓ Il faut vérifier que : $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$

Avec : $N_t = N_{str} + N_{rad} = G_{str} + G_{rad}$

D'où : N_{str} : d'après Etabs

$$N_{rad} = S_{rad} \times h_r \times \rho_{bét} + h_n \times b \times \rho_{bét} (n \times L_{nx} + n \times L_{ny}) + N_{rem}$$

$\overline{\sigma_{sol}}$ [bars]	Srad [m²]	Nstr [KN]	Nrad [KN]	Nt [KN]	Condition
2	341.7	40364.3	12626.55	52990.8	$N_t \leq 200 \text{ Kpa}$

On a : $N_t/S_{rad} = 155.08 \leq 200 \dots CV$

Tableau.253 : Vérification du sol sous les charges verticales

B. Vérification de la poussée hydrostatique (sous pressions)

✓ Il faut vérifier que : $P = N_{ser} \geq F \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : F : coefficient de sécurité : $F = 1,5$

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment. $H = \frac{h_{str}}{10}$

S_{rad} : surface totale du radier.

γ_w : poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

P [KN]	hstr [m]	H [m]	Srad [m²]	F	γ_w [KN/m³]	Condition
40364.3	30.6	3.06	341.7	1.5	10	$P \geq 15684.03 \text{ KN}$

On a : $P = 40364.29 \geq 15684.03 \dots CV$

Tableau.254 : Vérification de la poussée hydrostatique

Remarque : Il mieux de fait la vérification au soulèvement sous l'effet de sous-pression même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique pour assurer que les sous-pressions ne sont pas à craindre.

C. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8G+E

♣ Vérification au non renversement :

✓ Il faut vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99/v.2003 : {Article 10.1.5 page 81}

La vérification, il faut fait dans les deux sens « xx » et « yy ».

Combo	N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	ex [m]	ey [m]	Lx/4 [m]	Ly/4 [m]	observation
0.8G+E	30240.325	17171.009	20633.96	0.5678	0.6823	4.975	4.55	$e < L/4 \dots CV$

Donc la stabilité du radier au non renversement est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

Tableau.255 : Vérification de la stabilité du radier au non renversement

♣ Vérification au non soulèvement :

	Sens x	Sens y
N [KN]	30240.325	30240.325
M [KN.m]	17171.009	20633.964
I [m ⁴]	8625.4	11027.9
Srad [m ²]	341.7	341.7
σ_1 [KN/m ²]	104.6	111.39
σ_2 [KN/m ²]	73.61	67.85
σ_m [KN/m ²]	96.85	100.51
$\overline{\sigma_{sol}}$ [KN/m ²]	200	200
observation	CV	CV
Donc la stabilité du radier au non soulèvement est vérifié.		

Tableau.256 : Vérification de la stabilité du radier au non soulèvement

D. Vérification de la compression maximale sous G+Q±E

✓ La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec les contraintes sous le radier : $\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y_G$ et $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y_G$

✓ Il faut vérifier que : $\sigma_{1,2} \leq 1.5 \overline{\sigma_{sol}}$ dans les deux sens « xx » et « yy ».

	G+Q+Ex	G+Q+Ey
N [KN]	40498.984	40498.984
M [KN.m]	17171.009	20633.964
I [m ⁴]	8625.4	11027.9
Srad [m ²]	341.7	341.7
σ_1 [KN/m ²]	134.62	141.42
σ_2 [KN/m ²]	103.64	97.88
σ_m [KN/m ²]	126.88	130.54
$\overline{\sigma_{sol}}$ [KN/m ²]	300	300
observation	CV	CV
Donc la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.		

Tableau.257 : Vérification à la compression

E. Observation sur les deux derniers Vérifications « C » et « D »

♣ Diagramme trapézoïdal des contraintes :

Les extrémités du radier sont vérifiées sous l'effet des moments de renversement qui sont relative au charges horizontales (forces sismiques)

✓ Aux contraintes de tractions (soulèvement) sous (0,8G±E) ...CV

✓ Aux contraintes de compression maximale sous (G + Q ± E) ...CV

3.3. Ferrailage du radier

3.3.1. La dalle du radier

Il sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

Pour le calcul on considère le panneau le plus sollicité (plus défavorable) et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier, pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage.

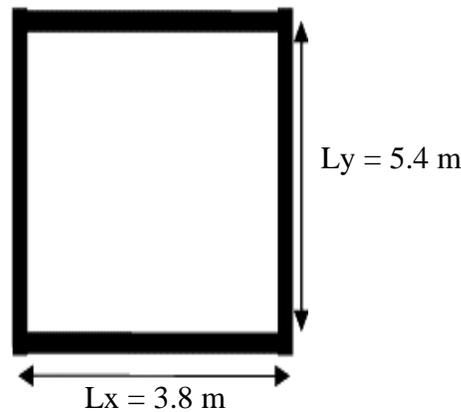


Figure.75 : Dalle sur 04 appuis

Calcul des charges

$$q_u = 1.35 \left(\frac{G}{S_{rad}} - \overline{\sigma}_{sol} \right) \quad q_s = \frac{G}{S_{rad}} - \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec : $G = (G_{d,rad} + G_{rem})$

$G = N$: L'effort normal ramène par la superstructure, et l'infrastructure.

$\overline{\sigma}_{sol}$ [Kpa]	S_{rad} [m ²]	$N_{d,rad}$ [KN]	N_{rem} [KN]	N [KN]	q_u [KN]	q_s [KN]
200	341.7	5979.75	3075.3	9055.05	234.23	173.5

Tableau.258 : Calcul des charges

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Si } \alpha > 0.4 \rightarrow \text{la dalle est portée sur les deux sens}$$

Si $\alpha < 0.4 \rightarrow$ la dalle est portée sur un seul sens

Calcul selon la BAEL

$$\text{Isostatiques : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x q L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3(1.9-0.9\alpha) \end{cases} \quad \text{il faut que } \mu_y \geq \mu_x$$

En travée :

$$\text{Pour un panneau de rive : } \quad M_x^t = 0.85M_{0x} \quad M_y^t = 0.85M_{0y}$$

$$\text{Pour un panneau intermédiaire : } \quad M_x^t = 0.75M_{0x} \quad M_y^t = 0.75M_{0y}$$

Sur appuis :

$$\text{Pour un panneau de rive : } \quad M_x^a = 0.3M_{0x} \quad M_y^a = 0.3M_{0y}$$

$$\text{Pour un panneau intermédiaire : } \quad M_x^a = 0.5M_{0x} \quad M_y^a = 0.5M_{0y}$$

⇒ Après on applique les formules précédentes on obtient les résultats suivants :

	Panneau		Coefficients d'après BAEL91			Moments isostatiques	
	Lx [m]	Ly [m]	α	μ_x	μ_y	Mox [KNm]	Moy [KNm]
ELU	3.8	5.4	0.704	0.0680	0.442	230.10	101.67
ELS	3.8	5.4	0.704	0.0680	0.442	170.44	75.31
				Moments en travée		Moments sur appuis	
				M_x^t [KNm]	M_y^t [KNm]	M_x^a [KNm]	M_y^a [KNm]
ELU				195.59	76.25	69.03	50.84
ELS				144.88	56.48	51.13	37.66

Tableau.259 : Calcul des moments

↳ Le ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times hr) = (1 \times hr) m^2$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow \{ \text{Section SA} \}$

Alors on calcule le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_l = 0.392$$

$$d = 0.9 \times h \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad S_t \leq \min (3h, 25 \text{ cm})$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Ferrailage à l'ELU				
Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	69.03	195.59	50.84	76.25
b [mm]	1000	1000	1000	1000
d [mm]	630	630	630	630
h [mm]	700	700	700	700
μ	0.012	0.035	0.009	0.014
Condition	$\mu < \mu_l$ Section SA			
α	0.015	0.044	0.011	0.017
Z [mm]	626.12	618.87	627.15	625.71
As [cm ²]	3.17	9.08	2.33	3.50
Asmin [cm ²]	7.61	7.61	7.61	7.61
As > Asmin	C.N.V	C.V	C.N.V	C.N.V
Barres	5HA14	5HA20	5HA14	5HA14
Asadopté [cm ² /ml]	7.70	15.71	7.70	7.70
St [cm]	20	20	20	20
Stmax [cm]	33	33	33	33
St < Stmax	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.260 : Ferrailage de dalle du radier à l'ELU

↳ Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité
Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$
- Vérification du cisaillement : {Contrainte tangentielle}

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} \rightarrow \text{Alors on vérifie : } \tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} \rightarrow \text{Alors on vérifie : } \tau_u = \frac{V_u^y}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

⇒ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle			
A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Condition	V_u [KN]	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition
7.70	7.61	$A_{st} > A_{min}$ C.V	357.40	0.567	1.17	$\tau < \bar{\tau}$ C.V

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement
Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau.261 : Condition de non fragilité, Espacement et Contrainte tangentielle

↳ Vérification à ELS :

$$D = 15 \frac{A_{st}}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I_{xx'} = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_{st}(d - y_{ser})^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}}$$

✓ **La contrainte de béton :** $\sigma_{bc} = Ky_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

La contrainte d'acier : $\sigma_{st} = 15K(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{f_e}{2}; (90\sqrt{\eta} \times f_{tj}) \right]$ très préjudiciable

Vérification à l'ELS				
Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	51.13	144.88	37.66	56.48
As [cm ²]	7.70	15.71	7.70	7.70
D [cm]	1.155	2.357	1.155	1.155
E [cm]	145.53	296.98	145.53	145.53
yser [cm]	10.96	15.04	10.96	10.96
I [cm ⁴]	356677.07	655435.45	356677.07	356677.07
K [N/mm ²]	0.01	0.02	0.01	0.02
σ_{bc} [Mpa]	1.57	3.32	1.16	1.74
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	111.90	159.02	82.41	123.61
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.262 : Vérification à ELS

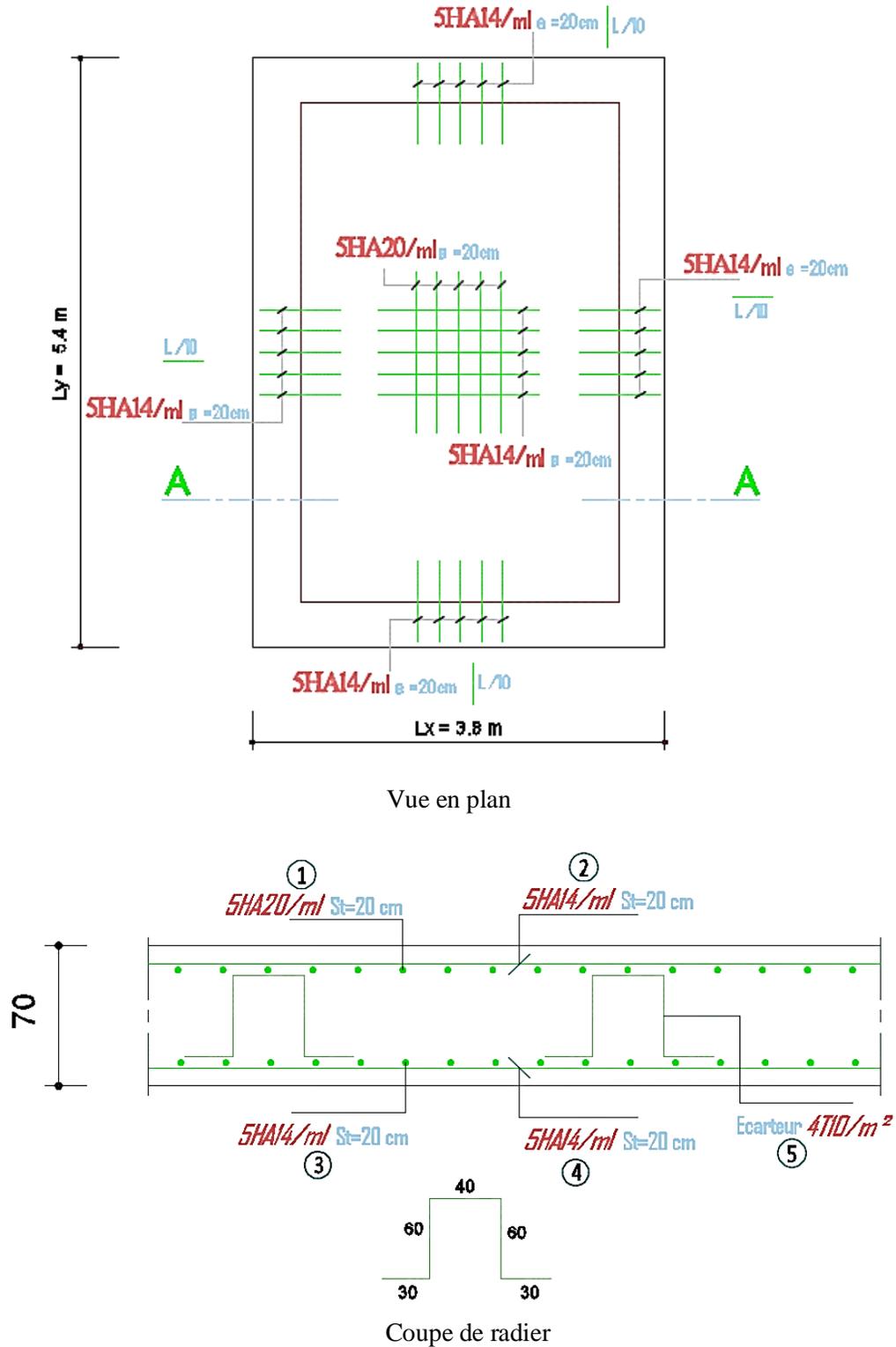


Figure.76 : Schémas du ferrailage de la dalle du radier

3.3.2. *Calcul de débordement*

Le débordement du radier est une console encastrée dans le radier.

Comme on a déjà dit, il est dur de faire un débordement car les quatre côtés de la structure sont occupés et lorsque on fait la vérification du sol sous les charges verticales ainsi que les contraintes sous le radier on trouve que la contrainte du sol sous le radier ne dépasse pas la contrainte admissible et les deux contraintes σ_1 et σ_2 sont positives c'est à dire on a une répartition bien comme il faut sous le radier, ce qui signifie que la surface de radier est suffisante et le calcul de débordement est inutile dans notre projet.

3.4. *Le ferrailage de la nervure*

Les nervures sont la partie qui servent d'appuis pour la dalle du radier. Ce sont aussi considérées comme des poutres continues renversées de section en T noyées dans le radier, ils sont soumis par la flexion simple.

- ↳ Pour le calcul on considère la nervure la plus sollicitée et on adoptera le même pour les autres et l'analyse se fera par le logiciel de calcul « CSI.SAFE.16.0.2 » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.
- ↳ On a choisi le SAFE en raison de ses nombreuses inégalités fonctionnelles :
 - La facilité d'utilisation.
 - Ses combinaisons uniques de puissance et des capacités complètes.
 - La plus importante chose, il est intégré l'influence des sols dans le calcul.
 - Ingénierie sophistiquée des planchers et des systèmes dalles de fondation en béton.
 - Permet aux utilisateurs d'importer des modèles à partir de SAP2000 et ETABS.

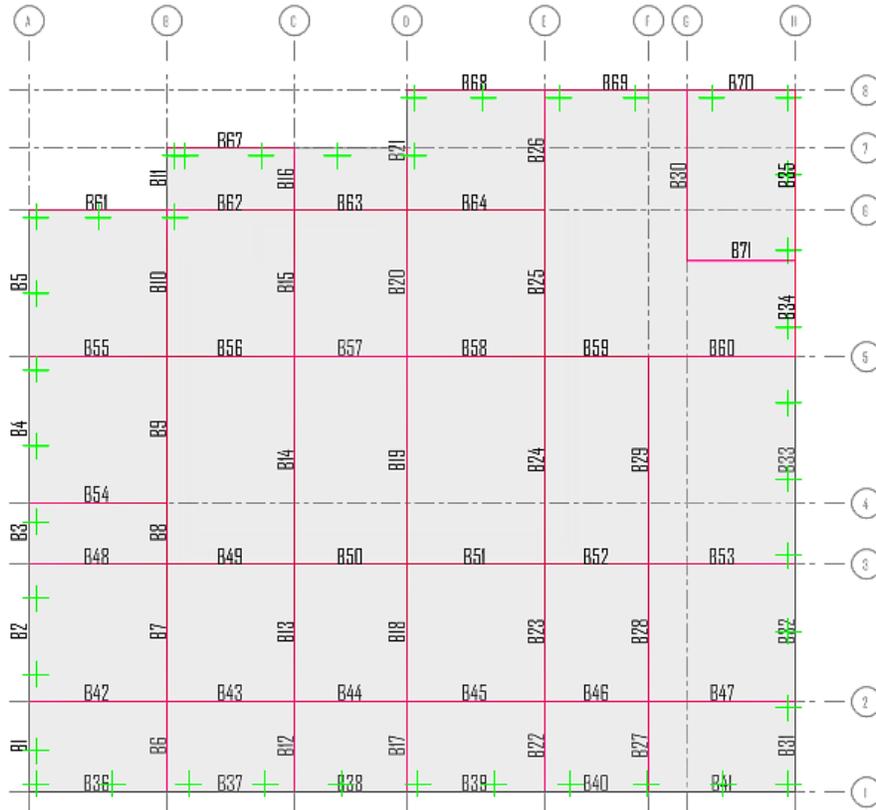


Figure.77 : Labels des nervures d'après le logiciel SAFE

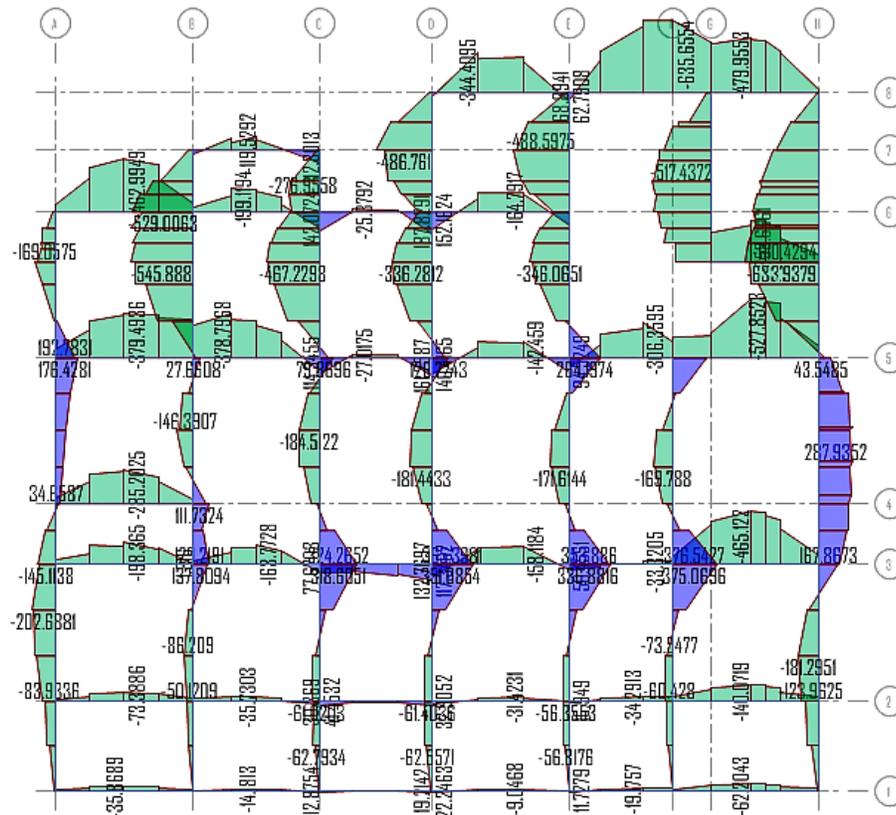


Figure.78 : Résultats des moments d'après le logiciel SAFE

3.4.1. Calcul de ferrailage longitudinal

↳ Sollicitations de calcul d'après le SAFE :

Position	Nervure	Axe	Combo	Mx [KNm]	My [KNm]	V [KN]
Travée	B69	8_E-G	ELU	635.6554	635.6554	434.98
			ELS	465.61	465.61	
Appui	B29	F_3-5	ELU	376.54	376.54	
			ELS	274.13	274.13	

Tableau.263 : Sollicitations de calcul d'après le SAFE

↳ Calcul à l'ELU :

Le ferrailage se fait à la flexion simple et pour une section $(b \times h_n) = (50 \times 120) \text{ m}^2$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow \{\text{Section SA}\}$

Alors on calcule le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$d = 0.9 \times h$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

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

Ferrailage à l'ELU				
Élément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu [KNm]	376.54	635.66	376.54	635.66
b [mm]	500	500	500	500
d [mm]	1080	1080	1080	1080
h [mm]	1200	1200	1200	1200
μ_u	0.045	0.077	0.045	0.077
Condition	$\mu < \mu_l$ Section SA			
α	0.058	0.100	0.058	0.100
Z [mm]	1054.86	1036.83	1054.86	1036.83
As [cm²]	10.26	17.62	10.26	17.62
Asmin [cm²]	6.52	6.52	6.52	6.52
As > Asmin	C.V	C.V	C.V	C.V
Barres	4HA16+4HA14	4HA20+4HA16	4HA16+4HA14	4HA20+4HA16
Asadopté [cm²]	14.20	20.61	14.20	20.61

Tableau.264 : Ferrailage longitudinal de la nervure à l'ELU

3.4.2. Vérification de ferrailage

↳ Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

✓ **Vérification du cisaillement : {Contrainte tangentielle}**

La fissuration est très préjudiciable.

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa)$

Les résultats de calcul sont résumés dans ce tableau :

Condition de non fragilité			Contrainte tangentielle			
A_{st} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Condition	V_u [kN]	τ [Mpa]	$\bar{\tau}$ [Mpa]	Condition
14.20	6.52	$A_{st} > A_{min}$ C.V	434.98	0.806	3.33	$\tau < \bar{\tau}$ C.V
Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement Et les armatures transversales ne sont pas nécessaires						

Tableau.265 : Vérification à l'ELU

↳ Vérification à ELS :

$$D = 15 \frac{A_{st}}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_{ser} = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$I_{xx'} = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_{st}(d - y_{ser})^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx'}}$$

✓ **La contrainte de béton :** $\sigma_{bc} = Ky_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

✓ **La contrainte d'acier :** $\sigma_{st} = 15K(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{f_e}{2}; (90\sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right]$

Vérification à l'ELS				
Elément	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [kNm]	274.13	465.61	274.13	465.61
As [cm ²]	14.20	20.61	14.20	20.61
D [cm]	4.26	6.183	4.26	6.183
E [cm]	920.16	1335.53	920.16	1335.53
yser [cm]	26.37	30.88	26.37	30.88
I [cm ⁴]	1724934.46	2329440.85	1724934.46	2329440.85
K [N/mm ²]	0.02	0.02	0.02	0.02
σ_{bc} [Mpa]	4.19	6.17	4.19	6.17
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V
σ_{st} [Mpa]	194.59	231.22	194.59	231.22
$\bar{\sigma}_{st}$ [Mpa]	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	C.N.V	C.N.V	C.N.V	C.N.V

Donc la section d'armature est approprié

Tableau.266 : Vérification à ELS

↳ Calcul à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad , \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}}$$

✓ **La contrainte de béton :** $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans ce tableau :

Ferrailage à l'ELS				
	Sens xx		Sens yy	
Elément	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Ms [KNm]	274.13	465.61	274.13	465.61
b [mm]	500	500	500	500
d [mm]	1080	1080	1080	1080
h [mm]	1200	1200	1200	1200
μ_s	0.0028	0.0048	0.0028	0.0048
Condition	$\mu < \mu_l$ Section SA			
β_1 [mm]	0.9131	0.8902	0.9131	0.8902
As [cm ²]	16.85	29.36	16.85	29.36
Asmin [cm ²]	6.52	6.52	6.52	6.52
Barres	4HA20+4HA16	4HA25+4HA20	4HA20+4HA16	4HA25+4HA20
As _{adopté} [cm ²]	20.61	32.20	20.61	32.20
As _{adopté} > As	C.V	C.V	C.V	C.V
K	42.53	30.155	42.53	30.155
σ_{bc} [Mpa]	3.88	5.47	3.88	5.47
$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	15	15	15	15
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau.267 : Calcul à ELS

↳ Les armatures de peaux :

La hauteur des nervures est assez grande alors on calcule les armatures de peaux avec la formule : $A_p = 0.1\% b \times h \rightarrow A_p = 0.001 \times 50 \times 120 = 6 \text{ cm}^2$

Donc on adopte au milieu de la section de nervure : $2 \times 3\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

3.4.3. Calcul de ferrailage transversal

↳ Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \dots RPA99/v.2003$$

↳ Quantité d'armatures minimales :

- $A_t \geq \frac{0,4 \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \dots CBA$
- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \dots RPA99/v.2003$

Sens	Condition	Espacement
X	$S_t = \min(30 ; 19.2)$	$\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
Y	$S_t = \min(30 ; 19.2)$	$\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$
	Condition	On adopte
CBA	$A_t = 0.75 \text{ cm}^2$	2 cadres HA10
RPA	$A_t = 2.25 \text{ cm}^2$	$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

Tableau.268 : Ferrailage transversal de la nervure

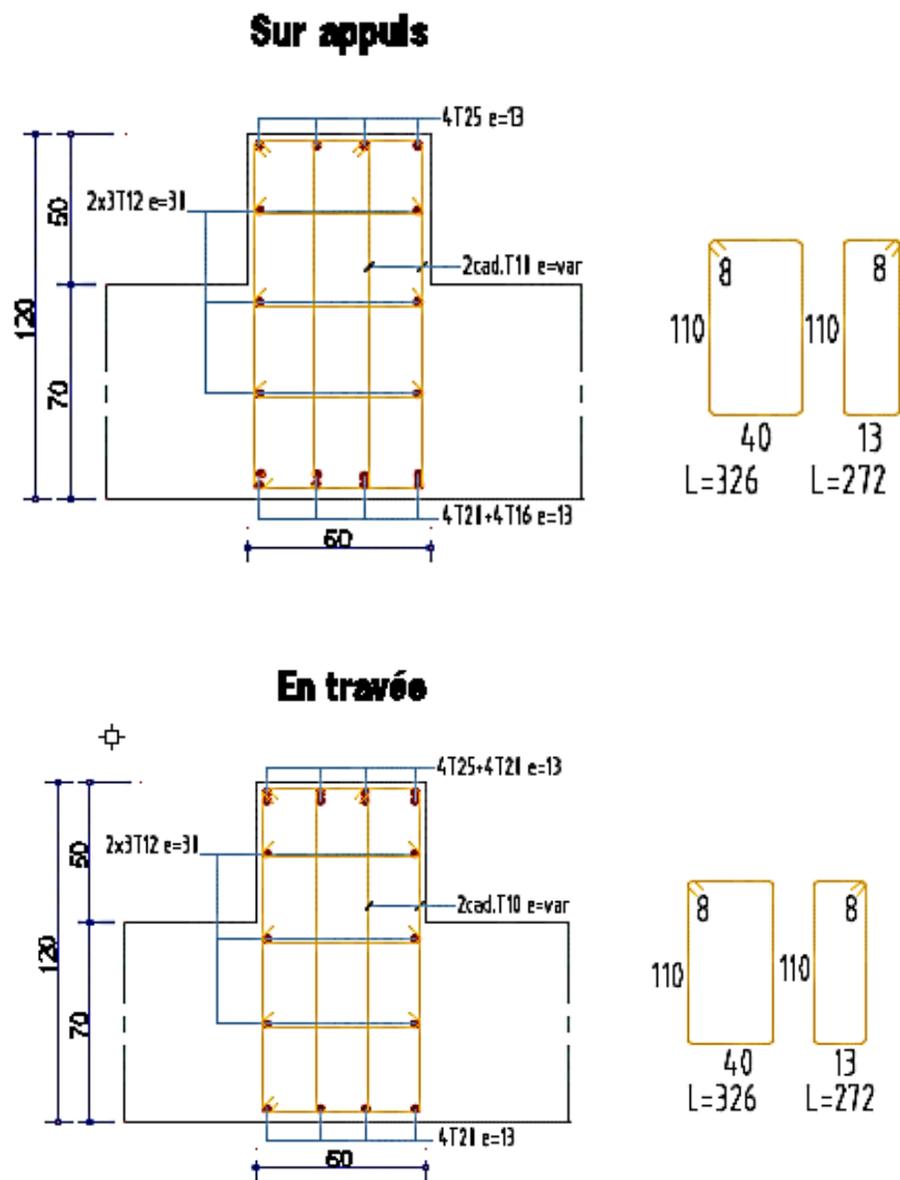


Figure.79 : Schémas de ferrailage des nervures de deux sens

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail est une étude d'un bâtiment R+9 avec un contreventement mixte, pour supporter les charges verticales et horizontales de la structure.

L'étude de ce projet consiste à faire l'évaluation des charges et le ferrailage des éléments de la structure : superstructure et infrastructure ; On respecte les règlements de la construction en Algérie (RPA99/2003, BAEL91, CBA93) pendant l'étude et on fait une modélisation de la structure par ETABS pour la superstructure et le SAFE pour l'infrastructure.

On assure la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Ce projet nous permet de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle.

Livres :

- ✚ RPA 99 /version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- ✚ BAEL 91 révisées 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✚ BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✚ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✚ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✚ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✚ Jean Perchât, Jean Roux, Pratique du BAEL 91, Cours avec exercices corrigés
- ✚ COURS BA Suivant Règles BAEL91-99
- ✚ Dr. MADI Rafik, (Septembre 2014), Cours ouvrages en béton, université 8 MAI 1945 -GUELMA

Projets de fin d'étude :

- ✚ BOUROUAIAH Widad, NEGHMOUCHE Yassemina, (Juin 2014), Etude des structures à usage commercial et d'affaire (R+20) et (R+13) Et analyse l'influence de type du plancher sur l'étude sismique, M^r. AYAS HILAL, université MOHAMED ESSEDIK BEN YAHIA JIJEL
- ✚ M^{elle} Hamchaoui Naima, M^{elle} Amirat Zahoua, (Juin 2016), Etude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol) à usage d'habitation et bureaux contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques), M^{er} OUDNI. N, université ABDERRAHMANE MIRA- BEJAIA.
- ✚ M^r. MOULELKAF Tahar, M^r. BOUDJEMAA Toufik, (Juin 2017), Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage d'habitation et service contreventé par un système mixte (voiles-portiques), M^r. A. OURABAH, université ABDERRAHMANE MIRA- BEJAIA.
- ✚ Kahina AMAZOUZ, Chahrazed MERZOUK, (Juin 2013), Étude d'un bâtiment R+8+sous pente en béton armé à usage mixte, M^r. BELHAMDi Nourredine, université ABDERRAHMANE MIRA- BEJAIA.

Site web :

- ✚ M^r. Dr. Sidi Mohammed DAOUD – YouTube channel
<https://www.youtube.com/channel/UCvMZL-WKd6aOh2s0BuYCaxw/playlists>
- ✚ <http://www.guidebeton.com/dosages-beton>
- ✚ <https://fr.wikipedia.org/wiki/Balcon>
- ✚ <https://fr.wikipedia.org/wiki/Plancher>
- ✚ <https://fr.wikipedia.org/wiki/Poutre>
- ✚ <https://fr.wikipedia.org/wiki/Poteau>

Outils informatiques utilisés :

- ✚ SAP2000 V 22.
- ✚ ETABS V17.
- ✚ SAFE V16.
- ✚ SOCOTEC.
- ✚ Parameters RPA99.v2003.
- ✚ Calcul de section d'aciers.
- ✚ EXCEL 2016.
- ✚ WORD 2016.
- ✚ AUTO CAD 2017.
- ✚ Adobe Photoshop CS6.
- ✚ Snagit Editor 2020.
- ✚ POWERPOINT 2016.
- ✚ Focusky 2018.

LISTE DES ANNEXE

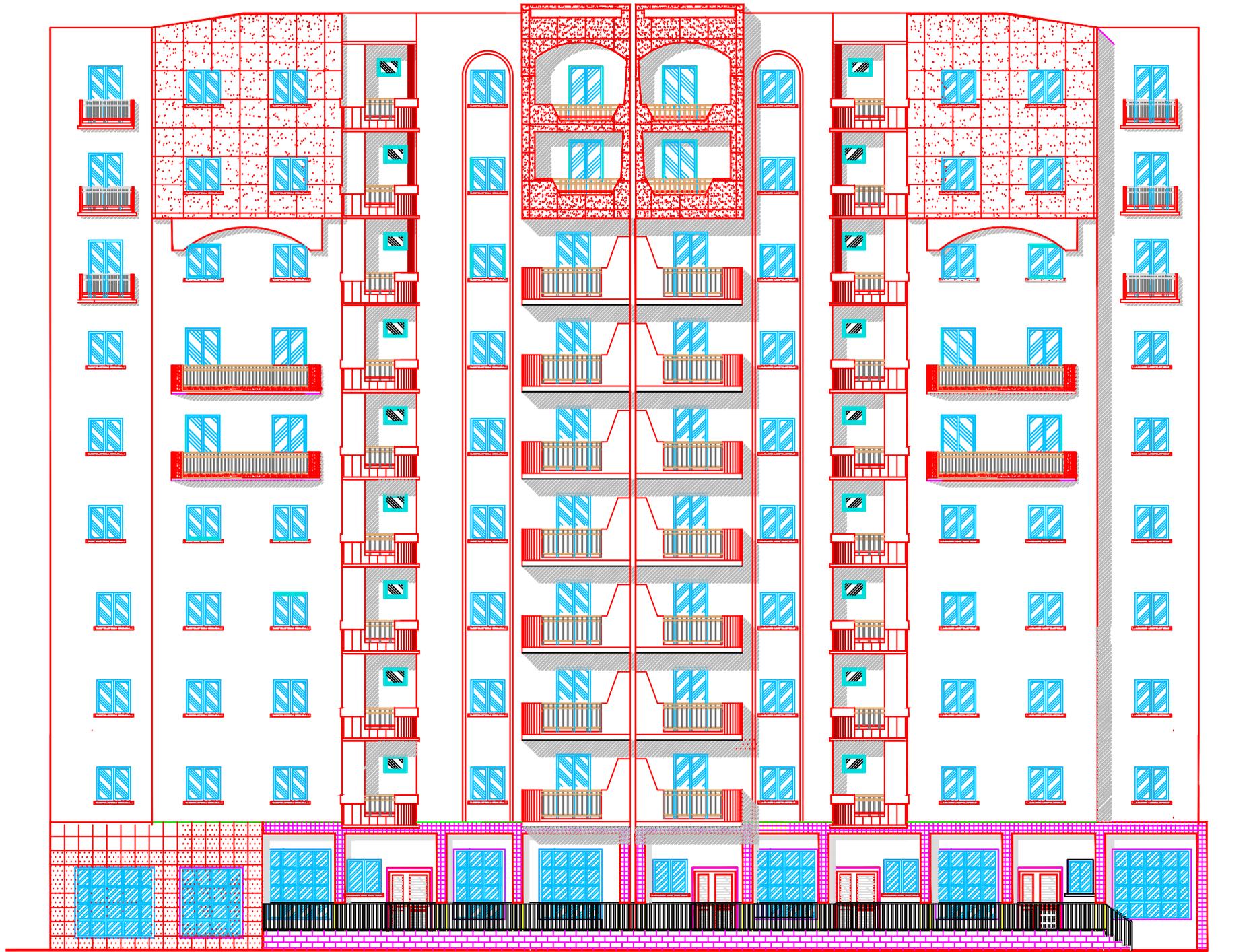
Annexe 1 : Les plans d'un Tour R+9

Annexe 2 : La modélisation de la structure par le logiciel ETABS

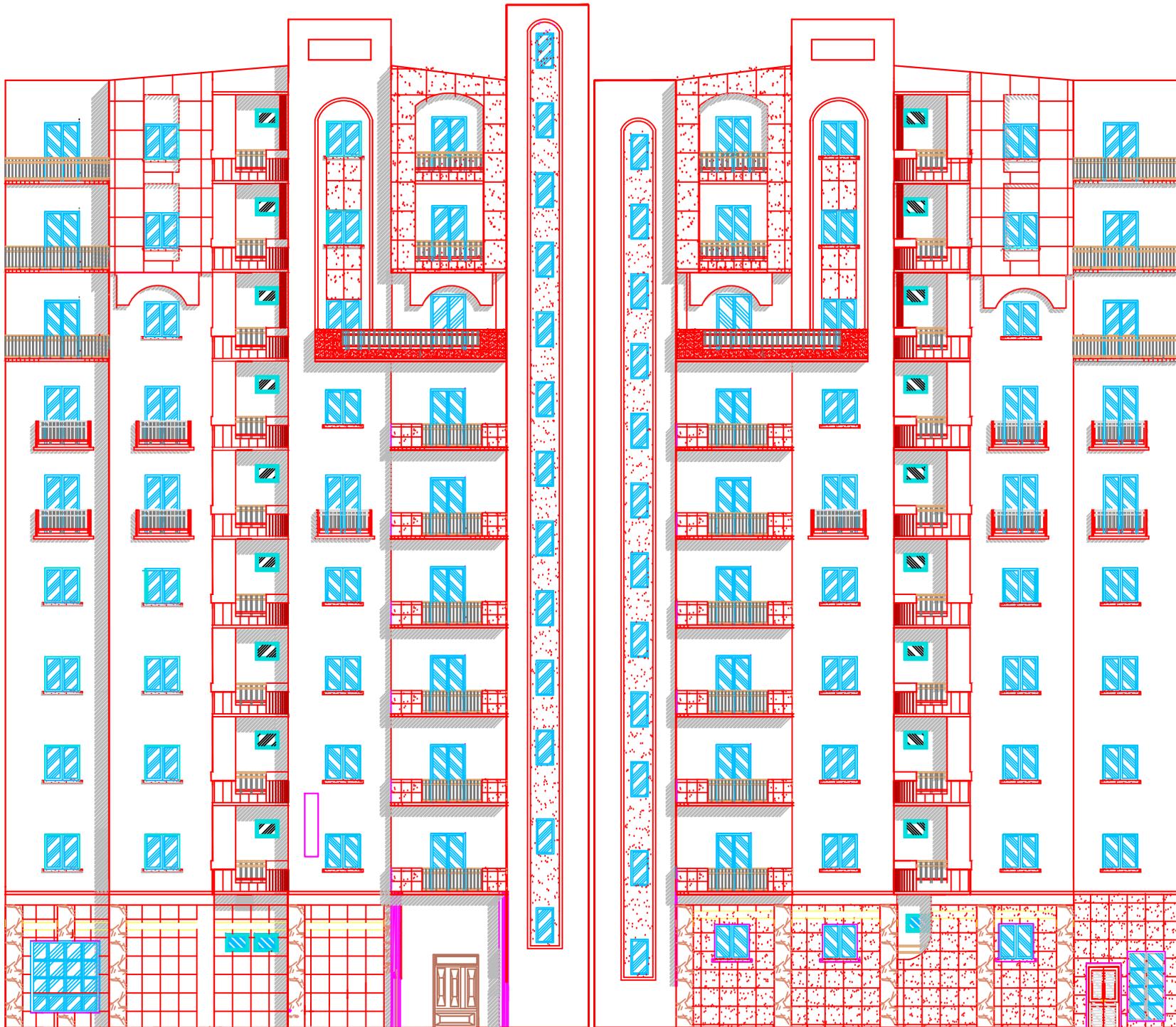
Annexe 3 : Certains tableaux utilisés

Annexe 1 : Les plans d'un Tour R+9

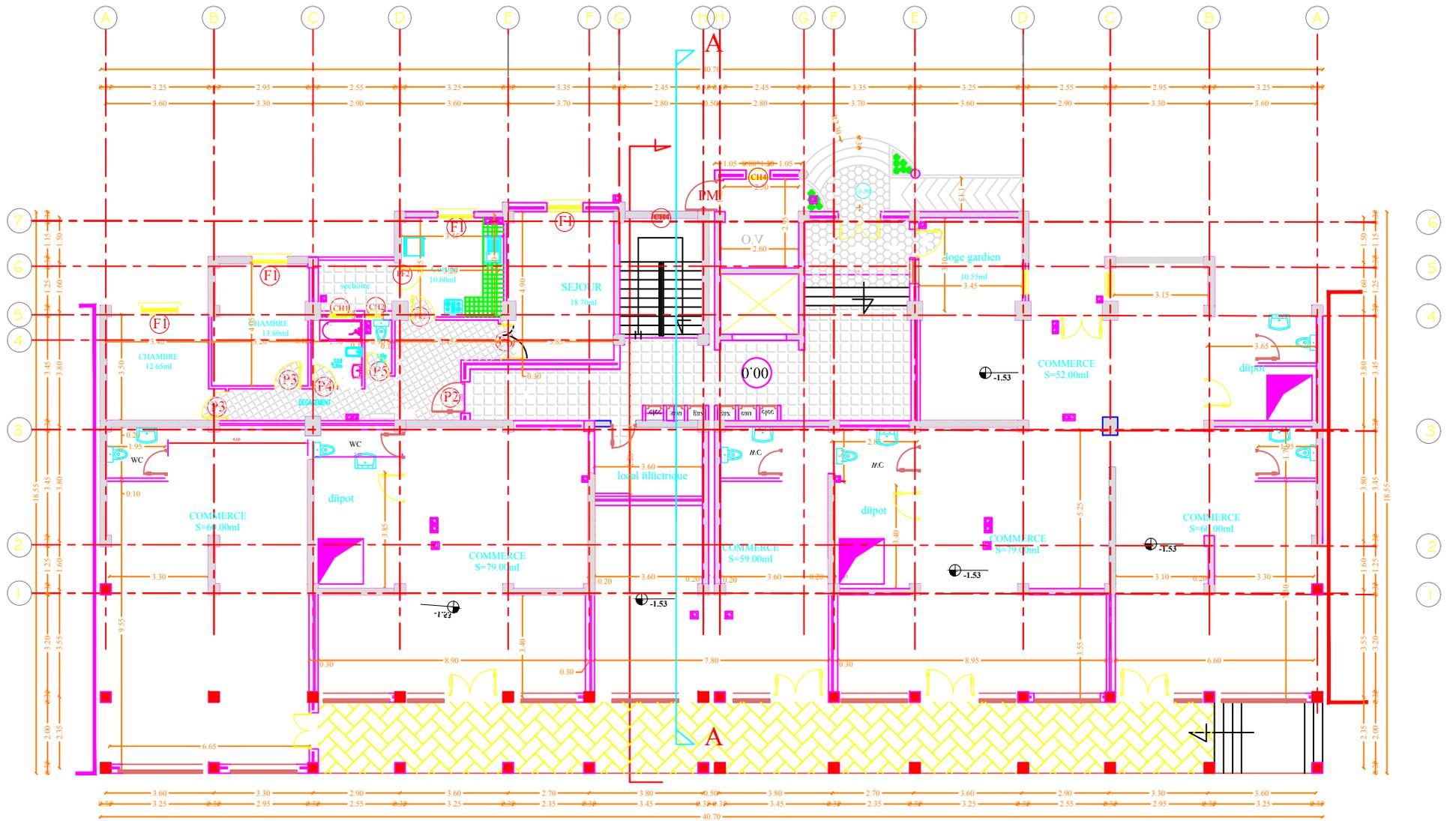
Voir fichiers autocad.



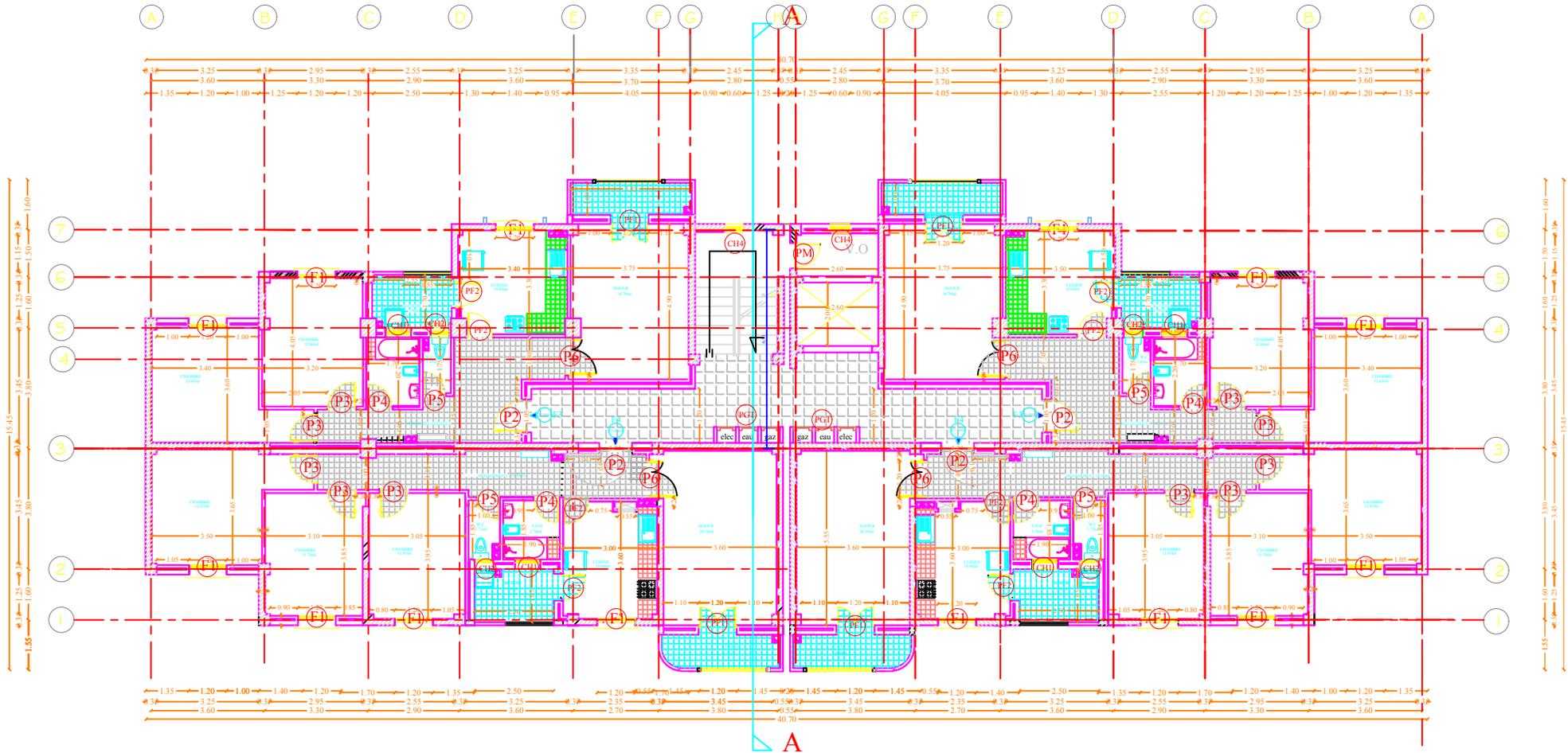
FACADE PRINCIPAL



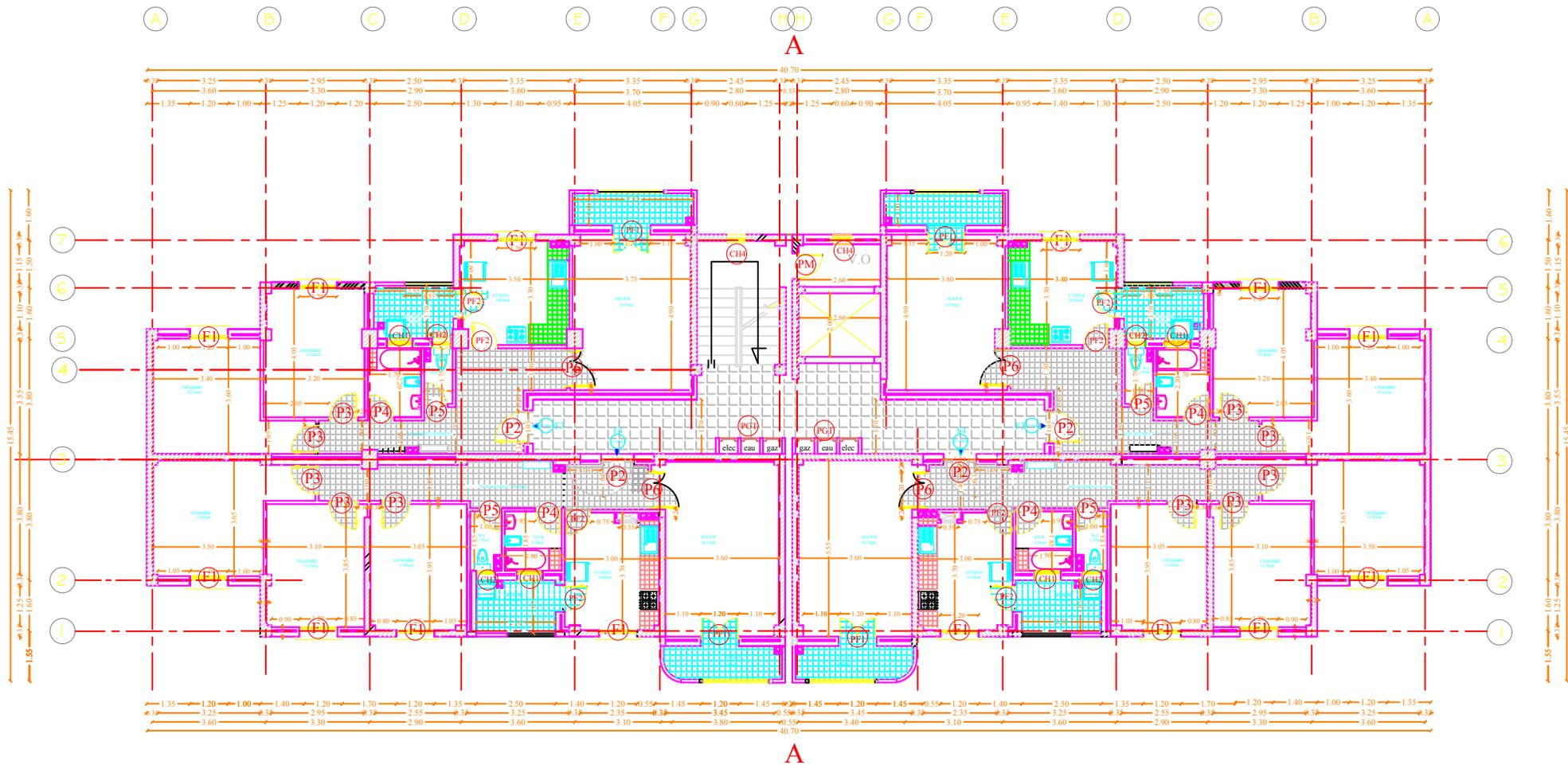
FACADE ARRIERE



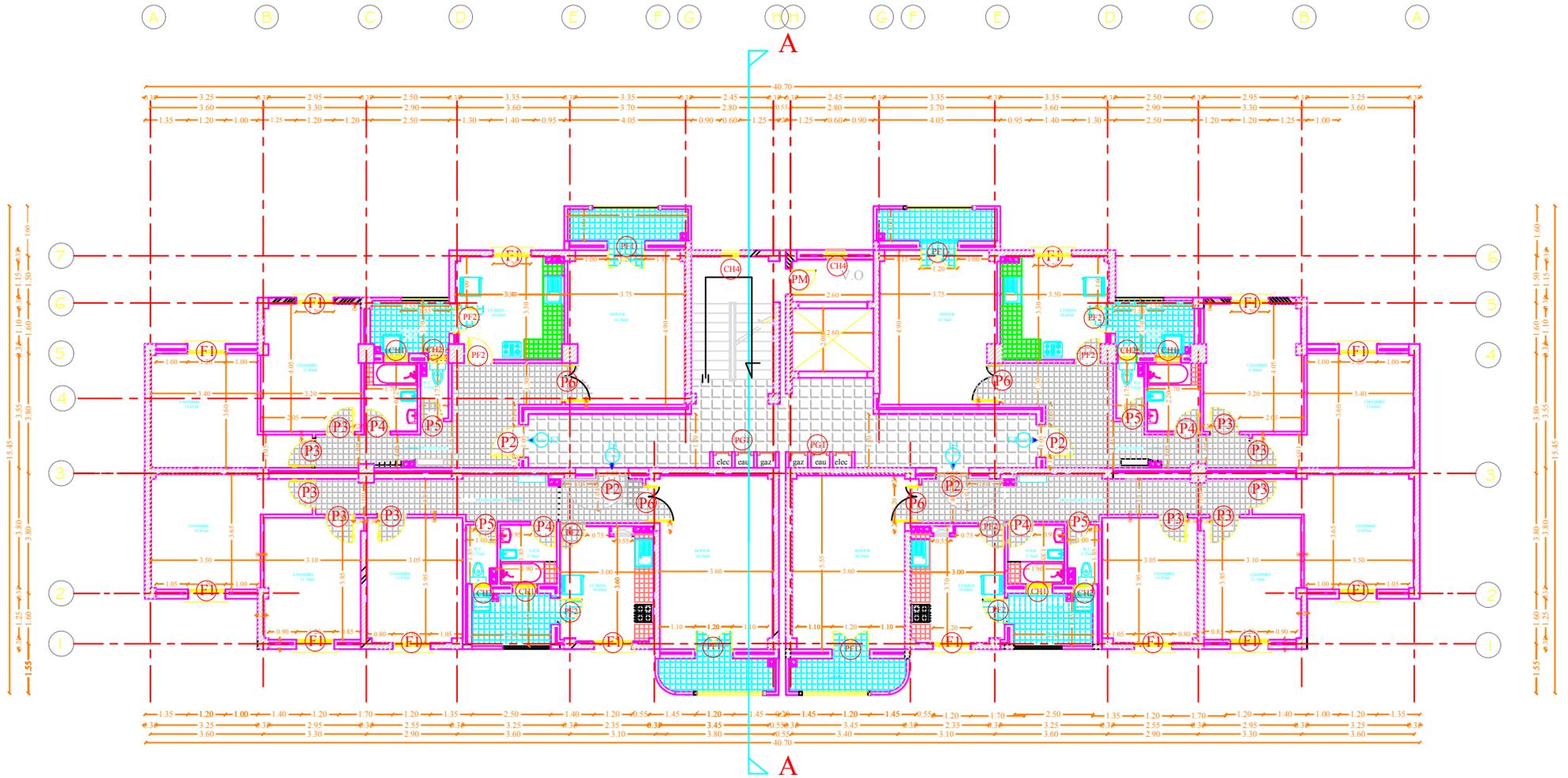
PLAN RDC



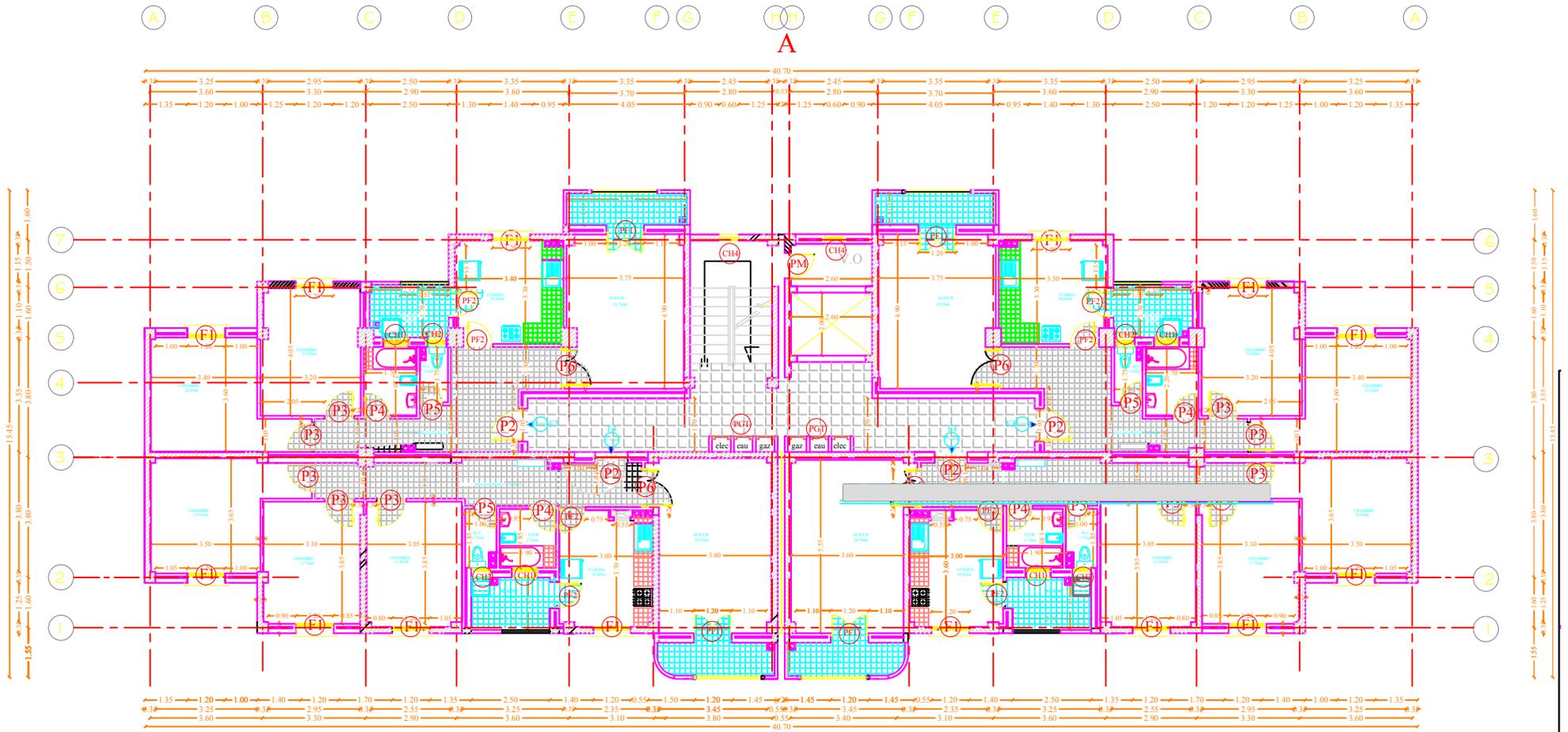
PLAN DU 1^{eme} ETAGE



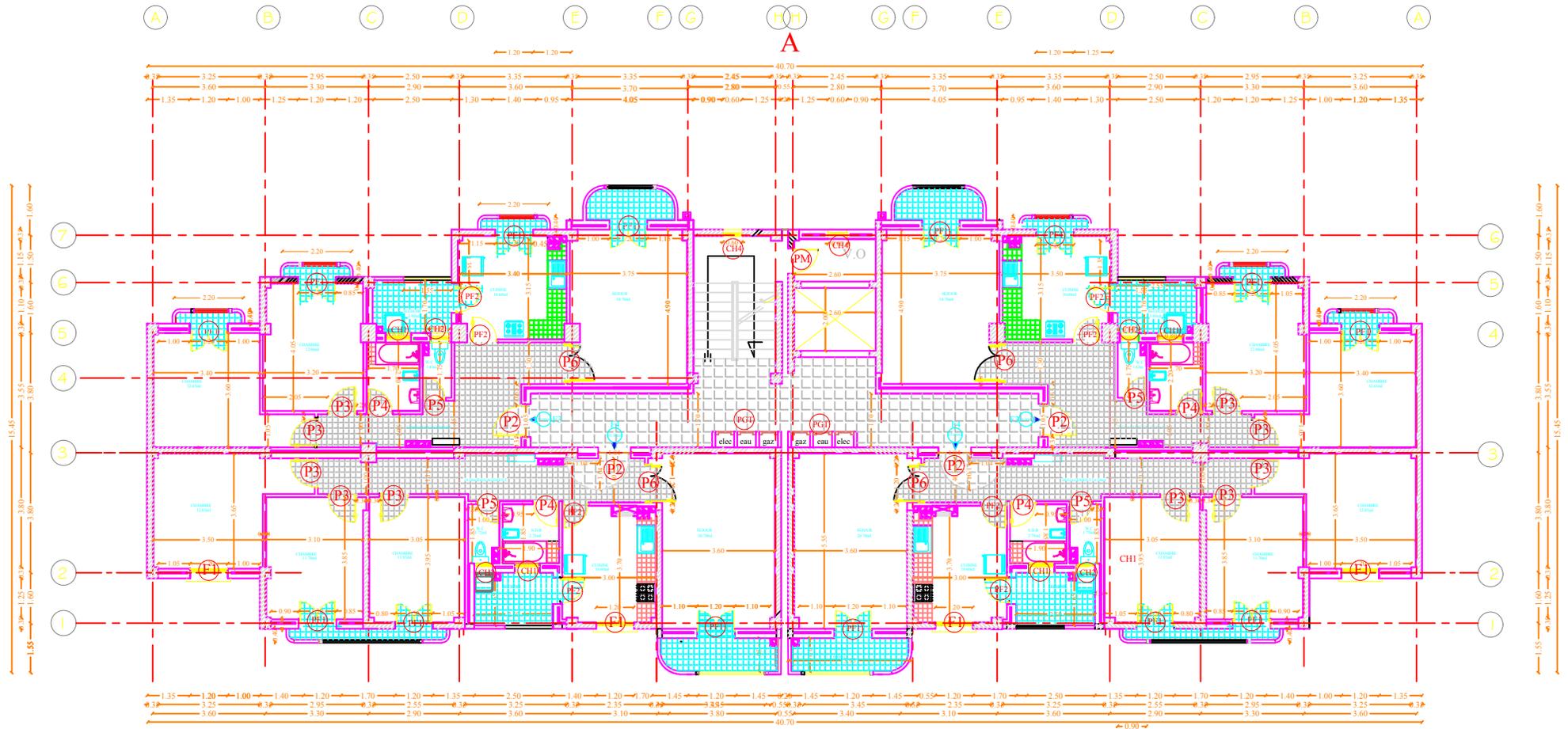
PLAN DU 2 eme ETAGE



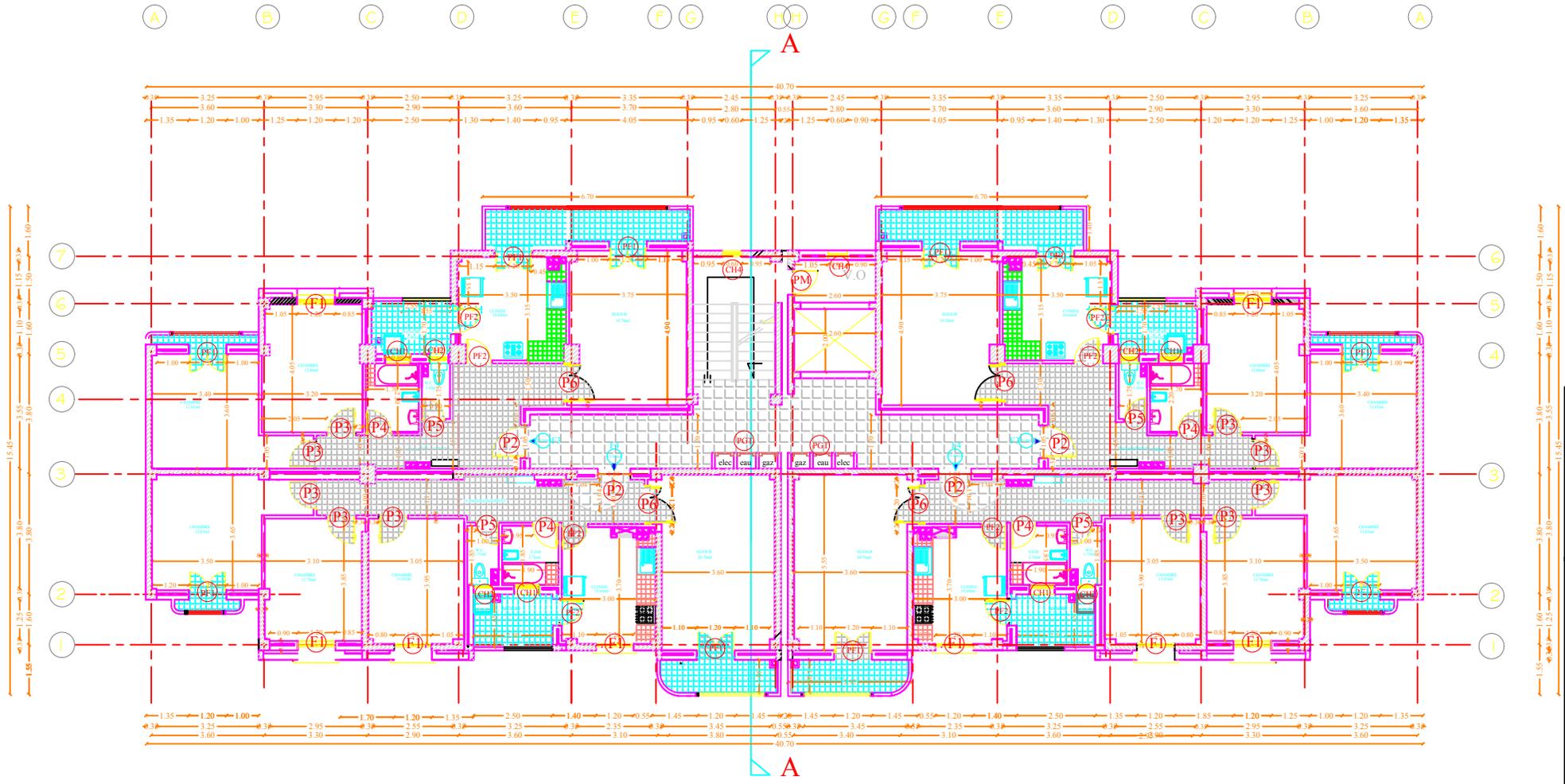
PLAN DU 3 eme ETAGE



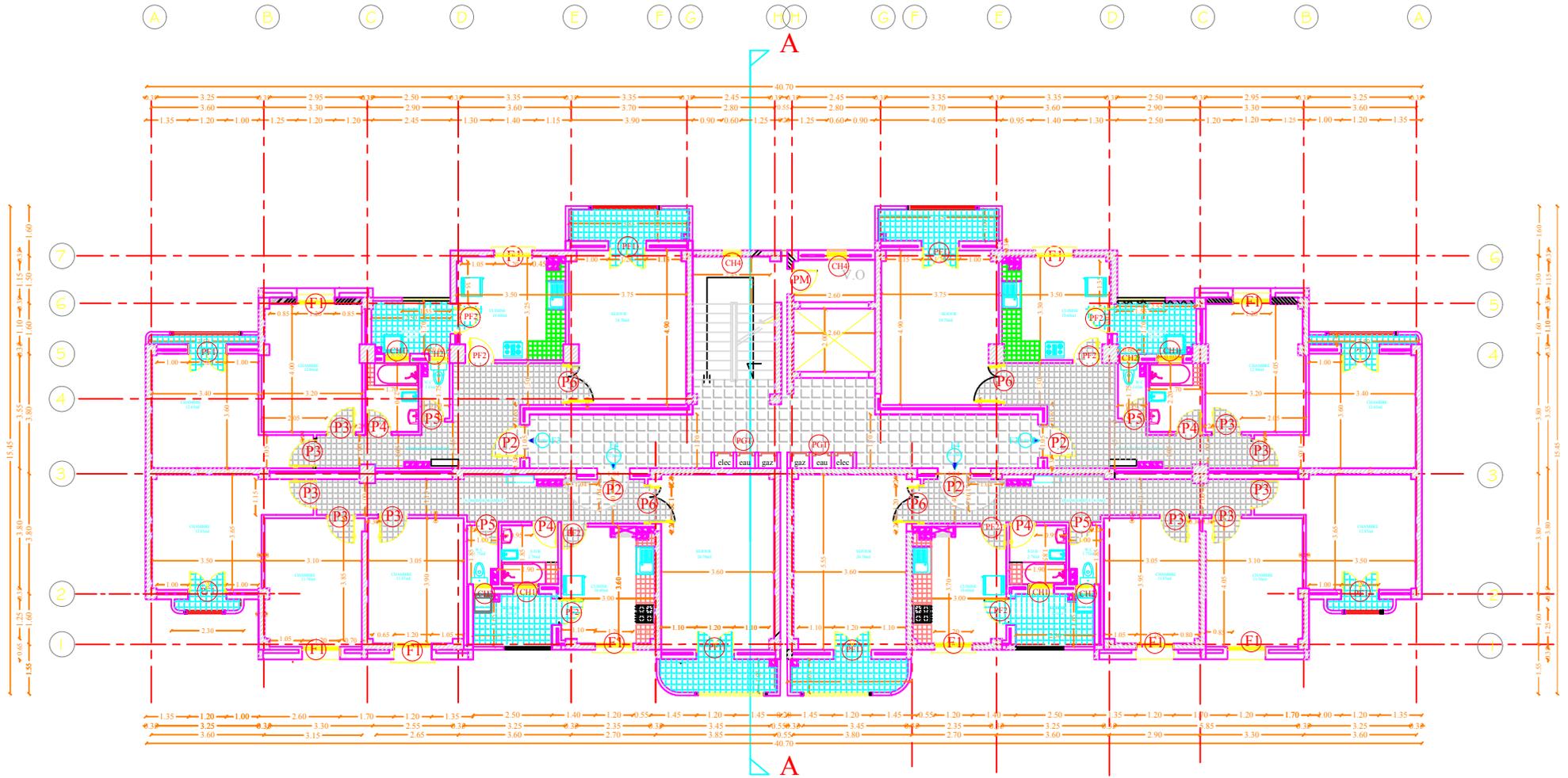
A
 PLAN DU 4 eme ETAGE



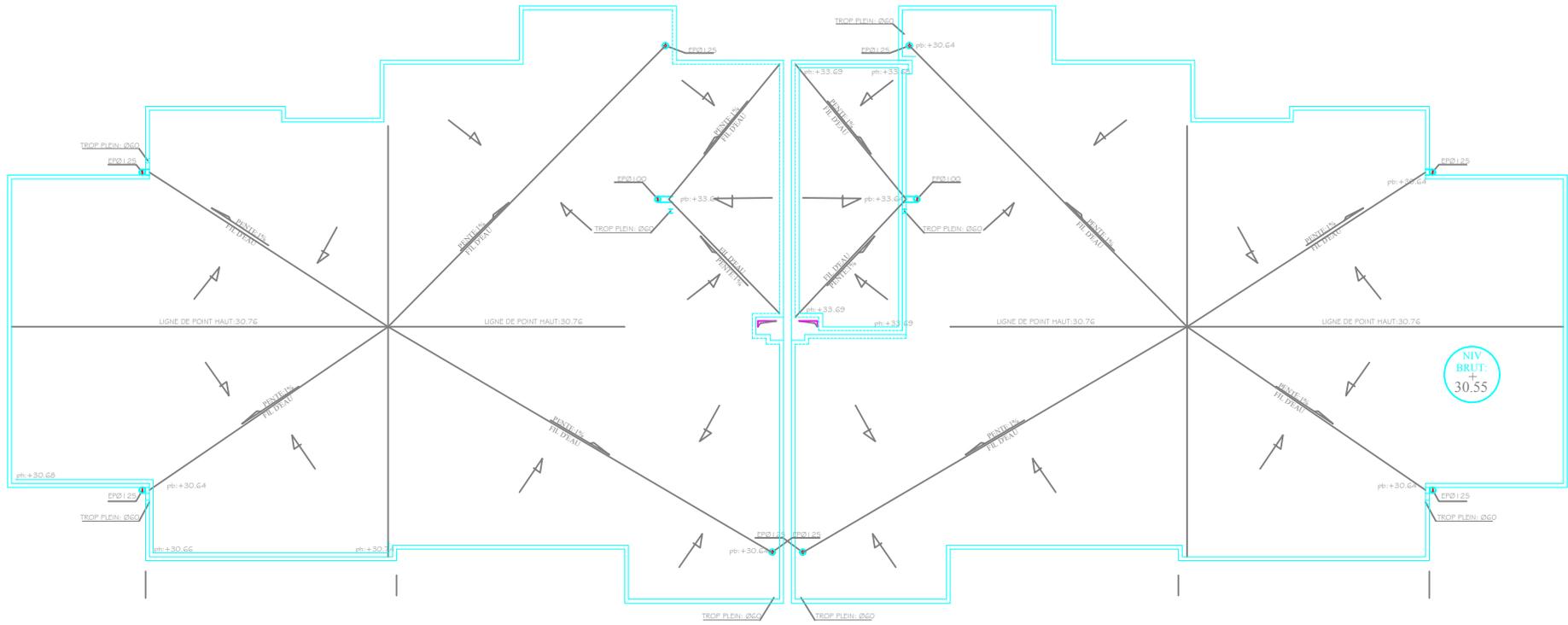
A
PLAN DU 5ème-6ème ETAGE



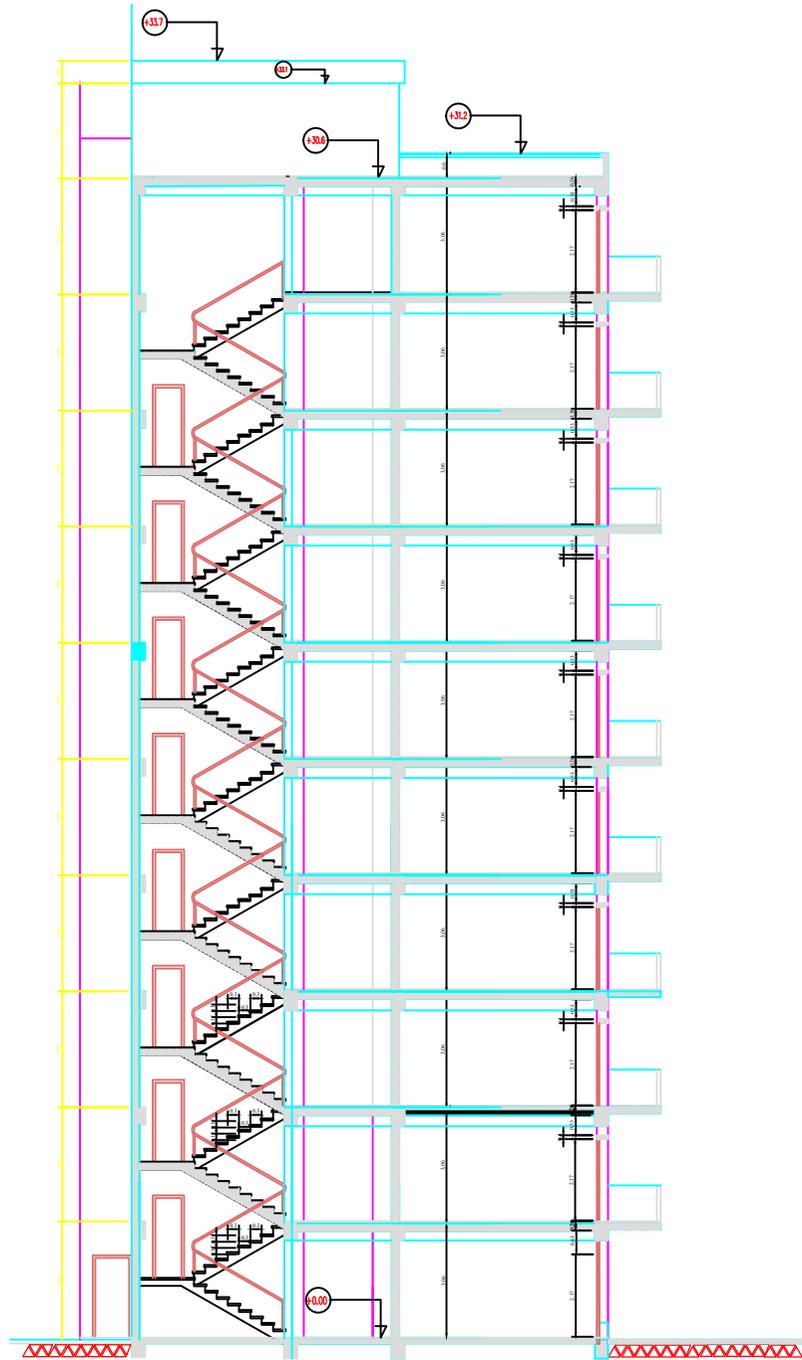
PLAN DU 7ème ETAGE



PLAN DU 8^{ème}-9^{ème}ETAGE

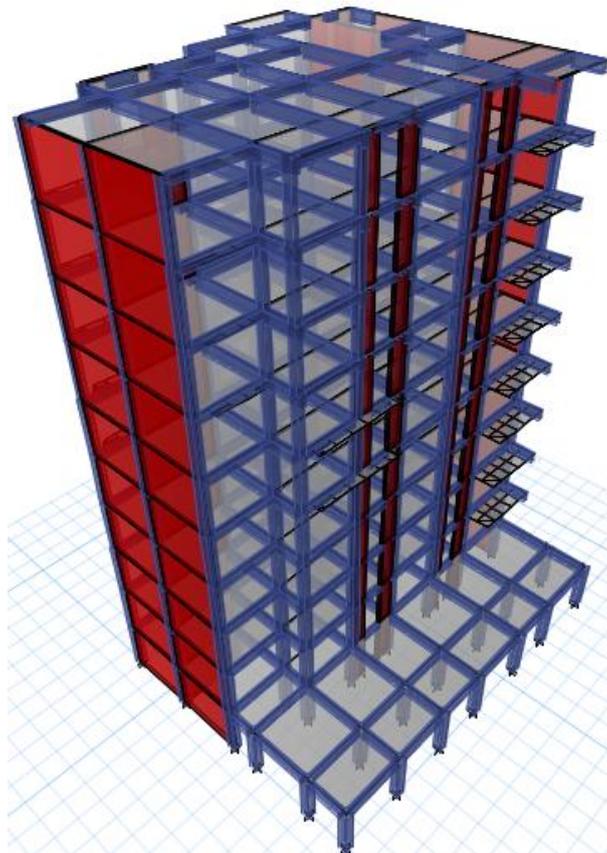


PLAN TERRASSE

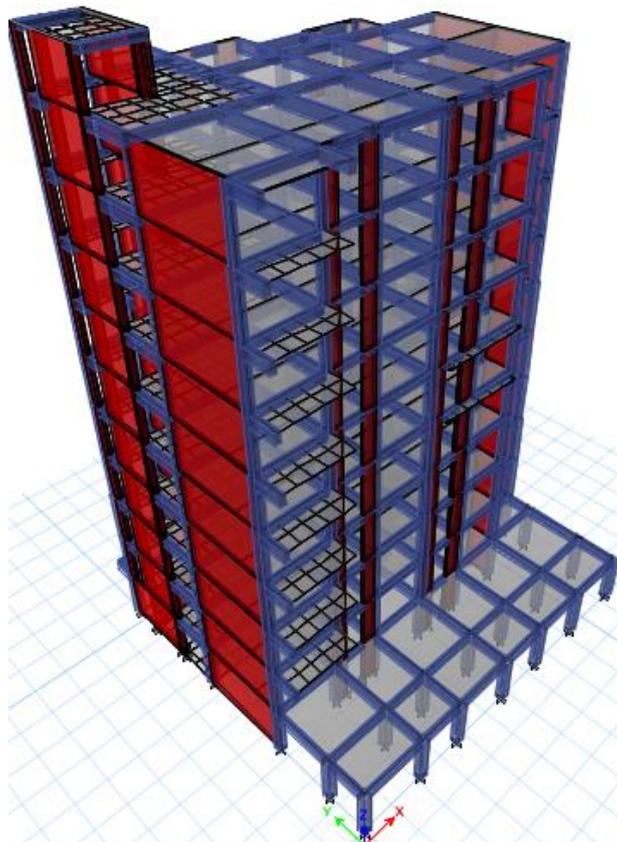


COUPE A-A

Annexe 2 : La modélisation de la structure par le logiciel ETABS



La vue en trois dimensions du BLOC 1 (bloc gauche)



La vue en trois dimensions du BLOC 2 (bloc droite)

ANNEXE

Annexe 3 : Certains tableaux utilisés

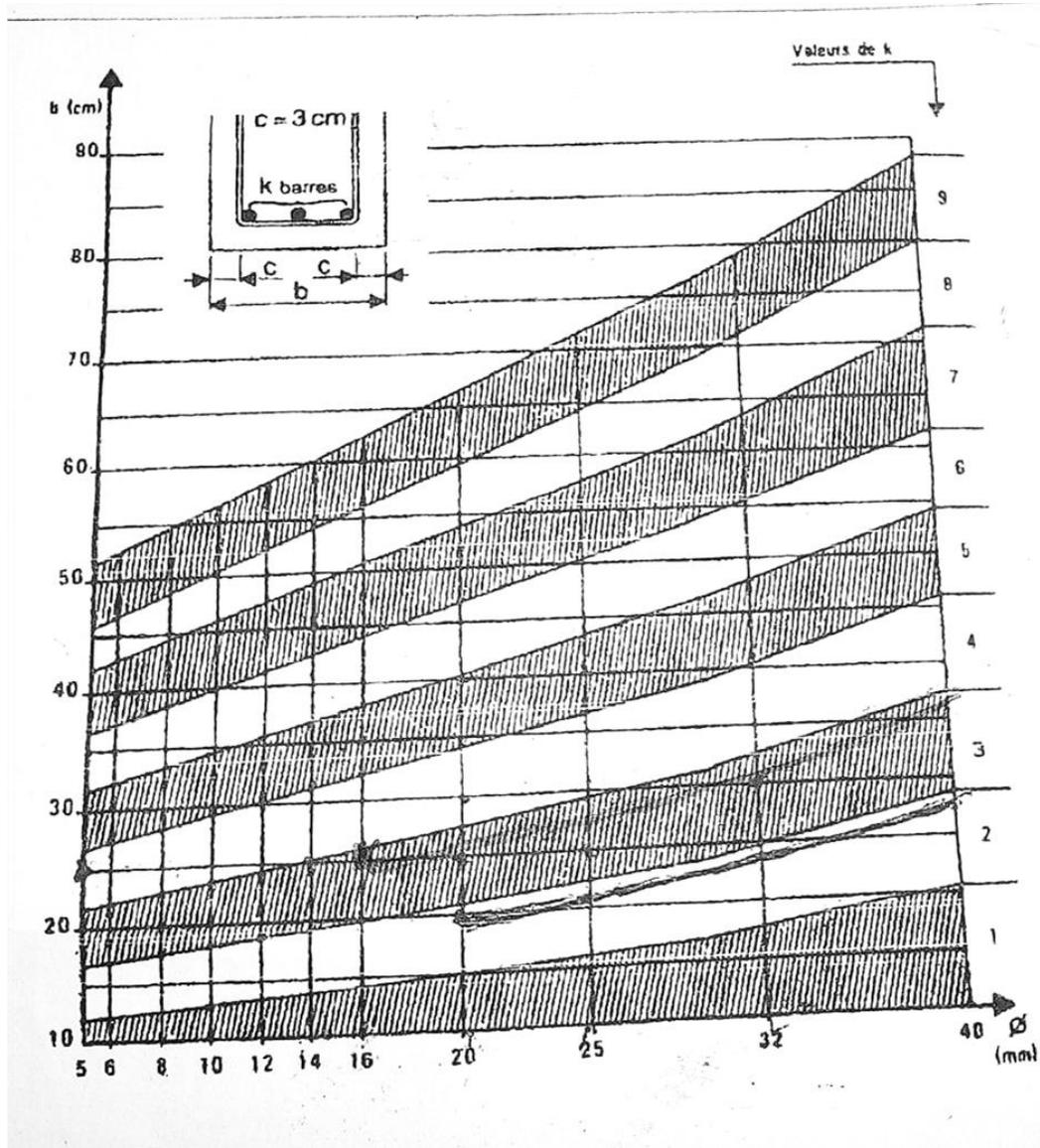
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de n armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE

NOMBRE DE BARRES EN FONCTION DE LA LARGEUR DE BETON



ANNEXE

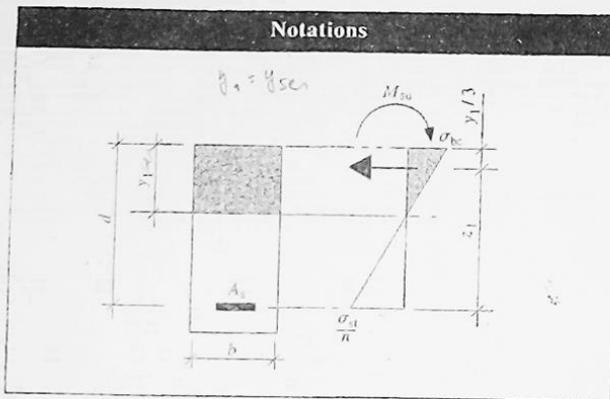
***DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR***

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 5

Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
 - Aciers
 - Béton
- domaine élastique $n = 15$



Contraintes de calcul	Paramètres
Béton σ_{bc} Limite réglementaire $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj}$	$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}}$ $K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$ $\mu_b = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{bc}}$
Acier σ_{st} Limite réglementaire $\overline{\sigma}_{st}$ (cf. BAEL)	$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$ $\beta_1 = \frac{z_1}{d}$ $\rho = \frac{A_s}{b d}$

μ_s	K	μ_b	α_1	β_1	100 ρ
0,0006	89,89	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0002	193,83	0,0368	0,075	0,9749	0,021
0,0004	127,22	0,0509	0,105	0,9648	0,041
0,0008	102,14	0,0833	0,128	0,9573	0,083
0,0009	87,23	0,0898	0,147	0,9511	0,084
0,0010	77,04	0,0771	0,163	0,9457	0,106
0,0012	69,57	0,0934	0,177	0,9409	0,127
0,0014	63,72	0,0892	0,191	0,9365	0,150
0,0016	59,02	0,0948	0,203	0,9325	0,172
0,0018	55,16	0,0993	0,214	0,9287	0,194
0,0020	51,89	0,1037	0,224	0,9253	0,216
0,0022	49,07	0,1079	0,234	0,9220	0,239
0,0024	46,61	0,1119	0,243	0,9189	0,261
0,0026	44,45	0,1155	0,252	0,9159	0,284
0,0028	42,53	0,1190	0,261	0,9131	0,307
0,0030	40,79	0,1224	0,269	0,9104	0,330
0,0032	39,23	0,1256	0,277	0,9078	0,353
0,0034	37,82	0,1286	0,284	0,9053	0,375
0,0036	36,51	0,1315	0,291	0,9029	0,399
0,0038	35,32	0,1342	0,298	0,9006	0,422
0,0040	34,22	0,1369	0,305	0,8984	0,445
0,0042	33,21	0,1394	0,311	0,8963	0,469
0,0044	32,26	0,1419	0,317	0,8942	0,492
0,0046	31,37	0,1443	0,323	0,8922	0,516
0,0048	30,54	0,1466	0,329	0,8902	0,539
0,0050	29,77	0,1488	0,335	0,8883	0,563
0,0052	29,04	0,1510	0,341	0,8865	0,587
0,0054	28,34	0,1531	0,346	0,8846	0,610
0,0056	27,70	0,1551	0,351	0,8829	0,634
0,0058	27,08	0,1571	0,356	0,8812	0,658
0,0060	26,49	0,1590	0,362	0,8795	0,682
0,0062	25,94	0,1608	0,366	0,8779	0,706
0,0064	25,41	0,1626	0,371	0,8763	0,730
0,0066	24,91	0,1644	0,376	0,8747	0,754
0,0068	24,43	0,1661	0,380	0,8732	0,779
0,0070	23,97	0,1678	0,385	0,8717	0,803
0,0072	23,53	0,1694	0,389	0,8702	0,827
0,0074	23,11	0,1710	0,394	0,8688	0,852
0,0076	22,70	0,1725	0,398	0,8674	0,876
0,0078	22,32	0,1741	0,402	0,8660	0,901
0,0080	21,94	0,1755	0,406	0,8647	0,925
0,0082	21,58	0,1770	0,410	0,8633	0,950
0,0084	21,24	0,1784	0,414	0,8620	0,975
0,0086	20,91	0,1798	0,418	0,8607	0,999
0,0088	20,59	0,1811	0,422	0,8595	1,024
0,0090	20,27	0,1825	0,425	0,8583	1,049
0,0092	19,98	0,1838	0,429	0,8570	1,073
0,0094	19,69	0,1851	0,432	0,8559	1,098
0,0096	19,41	0,1863	0,436	0,8547	1,123
0,0098	19,14	0,1875	0,439	0,8535	1,148

ANNEXE

μ	K	μ_b	α_1	β	100 ρ	μ	K	μ_b	α_1	β	100 ρ	μ	K	μ_b	α_1	β	100 ρ
0,0100	18,87	0,1887	0,443	0,8524	1,173	0,0200	11,49	0,2297	0,566	0,8112	2,465	0,0300	8,40	0,2520	0,641	0,7863	3,815
0,0102	18,82	0,1899	0,446	0,8513	1,198	0,0202	11,40	0,2303	0,568	0,8104	2,492	0,0302	8,36	0,2524	0,642	0,7859	3,842
0,0104	18,77	0,1911	0,449	0,8502	1,223	0,0204	11,32	0,2308	0,570	0,8100	2,518	0,0304	8,31	0,2527	0,643	0,7855	3,870
0,0106	18,73	0,1922	0,453	0,8491	1,248	0,0206	11,23	0,2314	0,572	0,8094	2,545	0,0306	8,27	0,2531	0,645	0,7851	3,897
0,0108	18,70	0,1933	0,456	0,8480	1,274	0,0208	11,15	0,2320	0,574	0,8088	2,572	0,0308	8,23	0,2534	0,646	0,7847	3,925
0,0110	17,67	0,1944	0,459	0,8470	1,299	0,0210	11,07	0,2326	0,576	0,8082	2,598	0,0310	8,18	0,2537	0,647	0,7843	3,952
0,0112	17,45	0,1955	0,462	0,8459	1,324	0,0212	10,99	0,2330	0,577	0,8076	2,625	0,0312	8,14	0,2541	0,648	0,7840	3,980
0,0114	17,24	0,1965	0,465	0,8449	1,349	0,0214	10,91	0,2335	0,579	0,8071	2,652	0,0314	8,10	0,2544	0,649	0,7836	4,007
0,0116	17,03	0,1976	0,468	0,8439	1,375	0,0216	10,84	0,2341	0,581	0,8065	2,678	0,0316	8,06	0,2547	0,650	0,7832	4,035
0,0118	16,83	0,1986	0,471	0,8429	1,400	0,0218	10,76	0,2346	0,582	0,8059	2,705	0,0318	8,02	0,2550	0,652	0,7828	4,062
0,0120	16,63	0,1996	0,474	0,8419	1,425	0,0220	10,69	0,2351	0,584	0,8054	2,732	0,0320	7,98	0,2554	0,653	0,7824	4,090
0,0122	16,44	0,2006	0,477	0,8410	1,451	0,0222	10,61	0,2356	0,586	0,8048	2,759	0,0322	7,94	0,2557	0,654	0,7820	4,117
0,0124	16,26	0,2016	0,480	0,8400	1,476	0,0224	10,54	0,2361	0,587	0,8043	2,785	0,0324	7,90	0,2560	0,655	0,7817	4,145
0,0126	16,07	0,2025	0,483	0,8391	1,502	0,0226	10,47	0,2366	0,589	0,8037	2,812	0,0326	7,86	0,2563	0,656	0,7813	4,173
0,0128	15,90	0,2035	0,486	0,8382	1,527	0,0228	10,40	0,2371	0,591	0,8032	2,839	0,0328	7,82	0,2566	0,657	0,7809	4,200
0,0130	15,72	0,2044	0,488	0,8372	1,553	0,0230	10,33	0,2376	0,592	0,8026	2,865	0,0330	7,77	0,2569	0,658	0,7806	4,228
0,0132	15,55	0,2053	0,491	0,8364	1,578	0,0232	10,26	0,2381	0,594	0,8021	2,892	0,0332	7,75	0,2572	0,659	0,7802	4,255
0,0134	15,39	0,2062	0,494	0,8355	1,604	0,0234	10,20	0,2386	0,595	0,8016	2,919	0,0334	7,71	0,2575	0,660	0,7798	4,283
0,0136	15,23	0,2071	0,496	0,8346	1,630	0,0236	10,13	0,2391	0,597	0,8010	2,944	0,0336	7,67	0,2578	0,662	0,7795	4,311
0,0138	15,07	0,2080	0,499	0,8337	1,655	0,0238	10,06	0,2395	0,598	0,8005	2,973	0,0338	7,64	0,2581	0,663	0,7791	4,338
0,0140	14,91	0,2088	0,501	0,8329	1,681	0,0240	10,00	0,2400	0,600	0,8000	3,000	0,0340	7,60	0,2584	0,664	0,7788	4,366
0,0142	14,76	0,2097	0,504	0,8320	1,707	0,0242	9,94	0,2405	0,602	0,7995	3,027	0,0342	7,56	0,2587	0,665	0,7784	4,394
0,0144	14,62	0,2105	0,506	0,8312	1,732	0,0244	9,87	0,2409	0,603	0,7990	3,054	0,0344	7,53	0,2590	0,666	0,7781	4,421
0,0146	14,47	0,2113	0,509	0,8304	1,758	0,0246	9,81	0,2414	0,605	0,7985	3,081	0,0346	7,49	0,2593	0,667	0,7777	4,449
0,0148	14,33	0,2121	0,511	0,8295	1,784	0,0248	9,75	0,2418	0,606	0,7980	3,108	0,0348	7,46	0,2596	0,668	0,7774	4,476
0,0150	14,19	0,2129	0,514	0,8287	1,810	0,0250	9,69	0,2422	0,608	0,7975	3,135	0,0350	7,43	0,2599	0,669	0,7770	4,504
0,0152	14,06	0,2137	0,516	0,8279	1,836	0,0252	9,63	0,2427	0,609	0,7970	3,162	0,0352	7,39	0,2602	0,670	0,7767	4,532
0,0154	13,93	0,2145	0,519	0,8271	1,862	0,0254	9,57	0,2431	0,610	0,7965	3,189	0,0354	7,36	0,2604	0,671	0,7764	4,560
0,0156	13,80	0,2152	0,521	0,8264	1,888	0,0256	9,51	0,2435	0,612	0,7960	3,216	0,0356	7,32	0,2607	0,672	0,7760	4,588
0,0158	13,67	0,2160	0,523	0,8256	1,914	0,0258	9,46	0,2440	0,613	0,7955	3,243	0,0358	7,29	0,2610	0,673	0,7757	4,615
0,0160	13,55	0,2167	0,525	0,8248	1,940	0,0260	9,40	0,2444	0,615	0,7951	3,270	0,0360	7,26	0,2613	0,674	0,7754	4,643
0,0162	13,42	0,2175	0,528	0,8241	1,966	0,0262	9,34	0,2448	0,616	0,7946	3,297	0,0362	7,22	0,2616	0,675	0,7750	4,671
0,0164	13,30	0,2182	0,530	0,8233	1,992	0,0264	9,29	0,2452	0,618	0,7941	3,324	0,0364	7,19	0,2618	0,676	0,7747	4,699
0,0166	13,17	0,2189	0,532	0,8226	2,018	0,0266	9,23	0,2456	0,619	0,7937	3,351	0,0366	7,16	0,2621	0,677	0,7744	4,726
0,0168	13,07	0,2196	0,534	0,8219	2,044	0,0268	9,18	0,2460	0,620	0,7932	3,379	0,0368	7,13	0,2623	0,678	0,7741	4,754
0,0170	12,96	0,2203	0,537	0,8212	2,070	0,0270	9,13	0,2464	0,622	0,7928	3,406	0,0370	7,10	0,2626	0,679	0,7737	4,782
0,0172	12,85	0,2210	0,539	0,8204	2,097	0,0272	9,07	0,2468	0,623	0,7923	3,433	0,0372	7,07	0,2629	0,680	0,7734	4,810
0,0174	12,74	0,2216	0,541	0,8197	2,123	0,0274	9,02	0,2472	0,624	0,7919	3,460	0,0374	7,04	0,2631	0,681	0,7731	4,838
0,0176	12,63	0,2223	0,543	0,8190	2,149	0,0276	8,97	0,2476	0,626	0,7914	3,487	0,0376	7,00	0,2634	0,682	0,7728	4,866
0,0178	12,53	0,2230	0,545	0,8184	2,175	0,0278	8,92	0,2480	0,627	0,7910	3,515	0,0378	6,97	0,2636	0,683	0,7725	4,893
0,0180	12,42	0,2236	0,547	0,8177	2,201	0,0280	8,87	0,2484	0,628	0,7905	3,542	0,0380	6,94	0,2639	0,684	0,7722	4,921
0,0182	12,32	0,2243	0,549	0,8170	2,226	0,0282	8,82	0,2488	0,630	0,7901	3,569	0,0382	6,91	0,2642	0,684	0,7718	4,949
0,0184	12,22	0,2249	0,551	0,8163	2,254	0,0284	8,77	0,2491	0,631	0,7897	3,596	0,0384	6,89	0,2644	0,685	0,7715	4,977
0,0186	12,13	0,2255	0,553	0,8157	2,280	0,0286	8,72	0,2495	0,632	0,7892	3,624	0,0386	6,86	0,2646	0,686	0,7712	5,005
0,0188	12,03	0,2262	0,555	0,8150	2,307	0,0288	8,68	0,2499	0,634	0,7888	3,651	0,0388	6,83	0,2649	0,687	0,7709	5,033
0,0190	11,93	0,2268	0,557	0,8144	2,333	0,0290	8,63	0,2502	0,635	0,7884	3,678	0,0390	6,80	0,2651	0,688	0,7706	5,061
0,0192	11,84	0,2274	0,559	0,8137	2,359	0,0292	8,58	0,2506	0,636	0,7880	3,706	0,0392	6,77	0,2654	0,689	0,7703	5,089
0,0194	11,75	0,2280	0,561	0,8131	2,386	0,0294	8,54	0,2510	0,637	0,7876	3,733	0,0394	6,74	0,2656	0,690	0,7700	5,117
0,0196	11,66	0,2286	0,563	0,8125	2,412	0,0296	8,49	0,2513	0,639	0,7872	3,760	0,0396	6,71	0,2659	0,691	0,7697	5,145
0,0198	11,57	0,2291	0,566	0,8118	2,439	0,0298	8,45	0,2517	0,640	0,7867	3,788	0,0398	6,69	0,2661	0,692	0,7694	5,173