



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم

Civil Engineering Department

والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème

Étude d'un bloc en béton armé à usages multiples (deux sous-sol +RDC+12 étages) à Mostaganem

Présenté par :

- Djouzi Mohamed Cherif Moussa
- Safi Mohamed Abed

Soutenu le 26/06/2024 devant le jury composé de :

- | | | |
|-----------------------|-------------|--------------------------|
| ➤ Mr.Bensoula Mohamed | Président : | Université de Mostaganem |
| ➤ Mr.Mehala Toufik | Encadrant : | Université de Mostaganem |
| ➤ Mr.Bahar Sadek | Examineur : | Université de Mostaganem |

Année Universitaire 2023/2024

Remercîment

Tout d'abord, on tient à remercier le bon Dieu Tout-Puissant pour toutes ses bénédictions dont ce travail fait partie. On remercie monsieur **M. Bensoula** le président de jury pour avoir accepté de présider ce jury.

Nous tenons à remercier également monsieur **S. Bahar** pour son encouragement et son échanges constructifs. Son soutien et ses suggestions ont enrichi ma réflexion et m'ont permis de progresser.

Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de nous avoir examiné notre travail de fin d'étude.

On tient à exprimer notre profonde gratitude et reconnaissance envers notre encadrant monsieur **T. Mehala** pour sa patience, encouragements et surtout les efforts qu'il a faits pour nous avoir accueillies au sein de laboratoire structure.

Nous exprimons notre gratitude à tous les professeurs qui ont contribué et influencé d'une manière ou d'une autre sur la réalisation de ce travail grâce à leur enthousiasme durant notre parcours universitaire.

Un remerciement plus particulier à tous nos enseignants de département de science de la technologie de l'Université Abd El Hamid Ibn Badis.

Enfin, grands Merci à nos familles respectives et nos amis qui nous ont aidés. Nous profitons de l'occasion pour remercier tous ceux qu'ont collaborés de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Dédicace

**Nous dédions ce modeste travail, comme preuve de respect,
de gratitude, et de reconnaissance à :**

**Nos chers parents : Qui n'ont jamais cessé de nous
encourager et nous conseiller, Ils nous ont beaucoup aidé tout en
long de notre chemin, grâce à leur amour, leur compréhension,
leurs sacrifices, leur tendresse, leurs prières et leur patience et leur
soutien moral et matériel.**

**Nos chers frères et sœurs : Pour leurs encouragements
permanents, et leur soutien moral, pour leur indulgence en notre
faveur qu'ils touchent ici l'affection la plus intime qu'on ressent à
leur égard.**

**Nos amis spécialement Walid, Saïd, Oussama, Dadi et tous
mon groupe Nice**

Et spécialement nos chères amies Chemss et Zineb

**Nos collègues : Pour leur compagnie et bons moments passés
ensemble. Et tous ceux qui nous sont chers... Merci d'être
toujours là pour nous.**

Que Dieu vous garde

Medd et Med

Résumé

Ce mémoire modeste porte sur l'étude technique d'un bâtiment en R+12 et 2 sous-sol en béton armé. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Mostaganem, en Algérie. La région est classée en zone sismique IIA selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003).

Avant la réalisation de ce projet, une étude géotechnique a été menée pour évaluer les caractéristiques du sol, la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage requise.

Après une analyse sismique approfondie. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure, ont été réalisés en respectant les prescriptions du RPA 99 version 2003 et du CBA 93.

Mots clés : Sols, armatures, stabilité, béton.

Abstract

This modest dissertation concerns the technical study of a building in R+12 and 2 basements in reinforced concrete. This building is located in the wilaya of Mostaganem, Algeria. The region is classified in seismic zone IIA according to the standards of the Algerian Seismic Regulation (RPA99/V2003).

Before carrying out this project, a geotechnical study was carried out to evaluate the soil characteristics, the allowable stress and the required anchoring depth.

After a thorough seismic analysis. The sizing and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, were carried out in compliance with the requirements of RPA 99 version 2003 and CBA 93.

Key words: Soils, reinforcements, stability, concrete.

ملخص

وطابقين من الخرسانة المسلحة. يقع هذا المبنى في R+12 تتعلق هذه الأطروحة المتواضعة بالدراسة الفنية لمبنى مكون من طابقين (RPA99/V2003) حسب معايير التنظيم الزلزالي الجزائري IIA ولاية مستغانم بالجزائر. المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية

قبل تنفيذ هذا المشروع، تم إجراء دراسة جيوتقنية لتقييم خصائص التربة والإجهاد المسموح به وعمق التثبيت المطلوب

RPA بعد إجراء تحليل زلزالي شامل. تم تنفيذ تحجيم وتعزيز العناصر الهيكلية وغير الهيكلية، وكذلك البنية التحتية، وفقاً لمتطلبات CBA 93 الإصدار 2003 و 99

الكلمات المفتاحية: التربة، التسليح، الثبات، الخرسانة

Sommaire

Chapitre I :	1
Présentation de l'ouvrage	1
1. Introduction :	1
2. Présentation de l'ouvrage :	2
3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :	3
4. Conception de la structure :	3
4.1. Superstructure :	3
4.2. Ossature :	3
4.3. Les planchers :	3
4.4. Les circulations verticales :	3
4.5. Maçonneries :	3
4.6. Acrotère :	4
4.7. Infrastructure :	4
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
5.1 Béton :	4
5.1.1. Caractéristique du béton :	4
a. Résistance à la compression :	4
b. Résistance à la traction :	5
c. Module de déformation longitudinale du béton :	5
d. Coefficient de poisson :	5
e. Contraintes limites :	5
5.2 Acier :	7
a. Types d'aciers utilisés :	7
b. Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :	7
c. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :	8
Chapitre II :	9
Pré-dimensionnement des éléments structuraux	9

1. Introduction :	10
2. Pré-dimensionnement des poutres :	10
3. Pré dimensionnement des planchers :	11
3.1. Plancher à dalle pleine :	11
3.2 Plancher à corps creux :	12
4. Pré-dimensionnement des voiles :	13
4.1. Voiles de contreventement :	13
4.2. Voiles périphériques :	13
5. Descente de charges :	14
> Charge permanente :	14
5.1. Plancher terrasse inaccessible en corps creux :	14
5.2. Plancher étage courant en corps creux :	15
5.3. Plancher dalle pleine :	15
5.4. Maçonnerie :	16
> Surcharge d'exploitation (Q) :	16
5.5. La loi de dégression [DTR.B.C 2.2/ IV.6.3]:	16
6. Pré-dimensionnement des poteaux :	18
6.1. Étapes de Pré-dimensionnement :	18
6.2. Exemple de calcul :	21
a. Critère de résistance :	21
b. Condition de RPA 99V.2003 [Article 7. 4.1] :	22
c. Critère de flambement :	23
Chapitre III:	24
Etude de planchers	24
1. Introduction :	25
2 . Plancher à corps creux :	25
2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :	26
2.2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423] :	27
a. Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :	27
b. Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :	28
2.3. Etude des poutrelles :	28

2.3.1 Méthode de calcul :	28
a- Méthode de Forfaitaire :	28
b- Méthode de Caquot :	29
2.3.2 Type de poutrelle :	30
2.3.3 Evaluation des charges :	31
2.3.4 Détermination des sollicitations :	32
2.3.5 Détermination des armatures longitudinales :	38
2.3.6 Calcul des armatures transversales :	41
a. l'effort tranchant Vérification de l'influence de au voisinage des appuis :	41
b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :	42
c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :...	42
d. Section et écartement des armatures transversales A_t :	42
e. Espacement des armatures transversales :	42
2.3.7 Vérification de la flèche :	43
3. Plancher à dalle pleine :	46
3.1 Méthode de calcul	46
3.2 Calcul des moments fléchissant :	50
3.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	51
3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :	56
3.5 vérification de la flèche :	57
Chapitre IV	91
Etude des éléments secondaires	91
1. Escalier :	92
1.1 Introduction :	92
1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :	93
1.3 Descente de charges :	95
1.4. Ferrailage des escalier type 1 :	98
2. étude de la poutre de palier :	103
3. Les balcons :	108
3.1 Introduction :	108
3.2 Descente de charges :	108

a. Charges permanentes :.....	108
b. Surcharges d'exploitation :.....	108
3.3 Moments fléchissant.....	109
3.4 Calcul du ferrailage :.....	109
3.5 Calcul des armatures transversales :.....	111
3.6 Calcul de la flèche :.....	111
4. Etude de l'acrotère :	113
4.1 Introduction :.....	113
4.2 Calcul du ferrailage :.....	114
a. Détermination des sollicitations :	114
b. Détermination de la section des armatures :.....	115
Chapitre V :	109
Etude Sismique	109
1. Introduction :.....	110
2. Etude sismique :	110
2.1 Modélisation :.....	110
2.2 Présentation de logiciel :	110
2.3 Etapes de modélisation :.....	110
3. Choix de la méthode de calcul :	111
3.1 Méthode statique équivalente :.....	111
3.2 Méthode dynamique modale spectrale :.....	112
4. interprétation des résultats :.....	113
4.1 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :.....	115
4.2 Vérification de l'effort sismique :	116
4.3. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003] :.....	116
4.4. Vérification de l'effet $P - \Delta$: [RPA99/V2003] :.....	117
Chapitre VI :	120
Etude des portiques et voiles	120
1. Poutres :.....	121
1.1 Introduction :.....	121
1.2 Combinaisons d'actions :.....	121
1.3 Les sollicitations des poutres :	121

1.4 Le ferrailage :	122
1.5 Schéma de ferrailage des poutres :	129
2. Poteaux :	130
2.1 Introduction :	130
2.2 Calcul des armatures :	132
A. Les armatures longitudinales :	132
B. Les armatures transversales :	134
2.3 Schéma de ferrailage des poteaux :	135
3. Les voiles :	137
3.1 Introduction :	137
3.2 Voiles de contreventement :	138
3.2.1 Les sollicitations de calcul :	138
3.2.2 Calcul du ferrailage :	139
Chapitre VII :	152
Etude des fondations	152
1. Introduction :	153
Types de fondations	153
2. Etude du radier :	153
3. pré-dimensionnement du radier :	154
3.1 La hauteur des nervures :	157
3.2 l'épaisseur de la dalle :	157
3.3 Pré dimensionnement des poutres :	157
3.4 Détermination des sollicitations	158
3.5 Vérification des contraintes sous radier :	160
3.6 Vérification de l'effet de sous-pression :	162
3.7 Ferrailage du radier :	162
Conclusion générale	180
Références bibliographique	181

Cours :	181
Règlement :	181
Thèses fin d'étude :	181
Logiciels et programmes :	181
Annexes	182
Annexe N° 01	183
Annexe N° 02	184
Annexe N° 03	185
Annexe N° 04	186
Annexe N°5	187
Annexe N° 6	188

Liste des figures :

Fig. I.1 : Coupe transversale d'un mur de façade	4
Fig.I. 2 : Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U).....	6
Fig.I. 3 : Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)	6
Fig.I. 4: diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.....	7
Fig. II.1: Section transversale d'une poutre.....	10
Fig. II.2: Dimensions d'un panneau de dalle.	11
Fig.II.3 : Plancher à corps creux.	13
Fig.II.4 : vue en plan des voiles	13
Fig II.5 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible en corps creux	14
Fig. II.6 : Coupe transversale du plancher d'étage courant en corps creux	15
Fig. II.7: Coupe transversale de la dalle pleine	15
Fig.II.8 : Schéma du mur extérieur.	16
Fig. II.9: Schéma de la loi de dégression	17
Fig. II.10: Schéma représentatif d'un étage courant	18
Fig.II.11: Coupe A-A	19
Fig II.12 : Section réduite du béton	19
Fig. II.13: Surface afférente du poteau le plus sollicité	21
Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	26
Fig.III.2: Schéma des poutrelles.	27
Fig.III.3: Section de calcul	28
Fig.III. 4 : Schéma statique des poutrelles.	32
Fig.III.5 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 1-etage courant)	35
Fig.III.6 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 1-etage terrasse)	36
Fig.III.7 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 2).....	38
Fig.III.8 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 3)	39
Fig.III.9. : Section de calcul	39
Fig.III.10: Section de calcul en travée	40

Fig.III.11 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.	51
Fig.III.12 : Schéma représentatif de la coupe transversale de la dalle pleine	52
Fig III.13: Section de calcul en travée	53
Fig III.14 : Section de calcul en appui	54
Fig III.15 : Section de calcul en travée	55
Fig III.16 : Section de calcul en appuis.....	57
Fig III.17 : ferrailage de dalle pleine	63
Fig IV.1: Les éléments constitutifs d'un escalier	65
Fig IV.2: Coupe AA	65
Fig.IV.3: Vue en plan de la cage d'escalier	66
Fig IV.4: schémas de la paillasse	66
Fig IV.5: coupe verticale de l'escalier pour les deux types	67
Fig IV.6: schémas statiques des escaliers types 1	69
Fig IV.7: schémas statique contient RA et RB	69
Fig IV.8: schémas de la méthode des sections	70
Fig IV.9: diagramme du moment	71
Fig IV.10: diagramme de l'effort tranchant	71
Fig IV.11: schémas statiques des escaliers types 2	72
Fig IV.12: schémas statique contient RA et RB	73
Fig IV.13: schémas de la méthode des sections	73
Fig IV.14: diagramme de l'effort tranchant	74
Fig IV.15: diagramme du moment	74
Fig IV.16: dessin de ferrailage des escaliers	76
Fig IV.17 : Section transversale d'une poutre.	76
Fig IV.18 : Schéma statique de la poutre palier	78
Fig IV.19 : dessin de ferrailage de la poutre du palier.....	80
Fig.IV.20 : Coupe sur balcon	81
Fig.IV.21 : Schéma statique du balcon	82
Fig.IV.22 : Section de calcul	83
Fig.IV.23 : ferrailage balcon extérieure	85

Fig.IV.24 : ferrailage balcon chambre	85
Fig.IV.25 : Dimension de l'acrotère	87
Fig.IV.26: Section de calcul	88
Fig.IV.27:Position de centre de pression	90
Fig.V.1: Interface de la structure	119
Fig.VI. 1: Schéma de ferrailage de la poutre principale (40 x 35) cm ²	130
Fig.VI. 2: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (35 x 30) cm ²	131
Fig.VI. 3 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (50 x 30) cm ²	131
Fig.VI. 4: Direction des moments et effort normal dans un poteau	132
Fig VI.5 : Section réduite du béton	134
Fig VI.6 : Exemple de calculs en utilisant le Robot Expert	135
Fig.VI. 7: Schéma de ferrailage des poteaux.	138
Fig.VI.8 : Schéma d'un voile	139
Fig.VI.9 : disposition des armatures verticales dans les voiles.	140
Fig VI.10 : Schéma du voile plus défavorable	141
Fig.VI.11: Section de calcul	141
Fig.VI.12 : dessin de ferrailage de voile	146
Fig.VI.13 : Schéma du cas défavorable des voiles périphériques	147
Fig.VI.14 : Schéma Panneau de dalle Partiel	148
Fig.VI.15 : Schéma de ferrailage de voile perephirique	152
Fig.VII.1: le Panneaux le plus défavorable	155
Fig.VII.2: Dimension du radier.	158
Fig.VII.3: Dimensions des poutres.	159
Fig.VII.4: Encrage de la structure	163
Fig.VII.5: Enrobage de la dalle	165
Fig.VII.6: Schéma statique du débordement	170
Fig.VII.7 : Distribution des charges sur les poutres principales.	172
Fig.VII.8 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.	172

Fig.VII.9 : Section de calculs en travées.	173
Fig.VII.10: Nouvelle section de calculs.	174
Fig.VII.11 : Section de calculs en appuis.	176
Fig.VII.12 : Dessin de Ferrailage de la poutre principale.	180
Fig.VII.13 : Dessin de Ferrailage de la poutre secondaire.....	180
Fig.VII.14 : Dessin de Ferrailage de la dalle du radier.	181

Liste des tableaux

Tableau.I. 1 : Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	7
Tableau II.1 : Dimension des sections des poutres	11
Tableau II.2 : Types des travées de la dalle pleine	12
Tableau II. 3 : Dimension des dalles pleines.....	12
Tableau II.4 : Distribution et dégression des charges.	18
Tableau II.5 : calcul des efforts	23
Tableau III.1 : Moments fléchissant en appuis du 1er type de poutrelle	33
Tableau III.2: Moments fléchissant en travées du 1er type de poutrelle.	34
Tableau III.3 : Tableau de l'effort tranchant à l'ELU.	34
Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	35
Tableau III.5 : Tableau des moments fléchissant en travée du 3 ^{ème} type de poutrelle.....	35
Tableau III.6 : Tableau de l'effort tranchant	36
Tableau III.7 : Moments fléchissant en appuis du 2eme type de poutrelle	37
Tableau III.8 : Tableau des moments fléchissant en travée du 2eme type de poutrelle.....	37
Tableau III.9 : Tableau de l'effort tranchant.	37
Tableau III.10 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 4 ^{ème} type de poutrelle	38
Tableau II.11 : Tableau des moments fléchissant en travée du 4 ^{ème} type de poutrelle.....	38
Tableau III.12 : Tableau de l'effort tranchant.....	39
Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.	39
Tableau III.14 : Tableau de ferrailage de la poutrelle.	47
Tableau III.15 : Tableau de U_x et U_y (BAEL P.66)	51
Tableau III.16 : Tableau de M_x et M_y	52
Tableau III.17 : Tableau des moments fléchissant	52
Tableau III. 18 : Tableau de vérification des contraintes de cisaillements	58
Tableau III.19 : Tableau de vérification de la flèche.	58
Tableau III.20 : Tableau du calcul des charges	59
Tableau III.21 : Tableau du calcul des moments	59

Tableau III.22 : Tableau des données	60
Tableau III.23 : Tableau du calcul des moments en travées et en appuis	60
Tableau III.24 : Tableau du ferrailage en travé	61
Tableau III.25 : Tableau du ferrailage en appuis	61
Tableau III.26 : Tableau du ferrailage en travées	61
Tableau III.27 : Tableau du ferrailage en appuis	62
Tableau III. 28 : Tableau de vérification des contraintes de cisaillements.....	63
Tableau III.29 : Tableau de vérification de la flèche	63
Tableau IV.1 : Les moments en travée et en appuis	78
Tableau IV.2 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère	78
Tableau.V.1: périodes, modes et facteurs de participation massique	114
Tableau.V.2: Valeurs des pénalités P_{q}	116
Tableau V.3 : Vérification des déformations	118
Tableau V.4: Vérification de l'effet ($P - \Delta$) X-X	119
Tableau V.5: Vérification de l'effet ($P - \Delta$) Y-Y	119
Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	123
Tableau VI.2 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres.	130
Tableau.VI.3: Tableau récapitulatif des sollicitations	133
Tableau.VI.4: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.	136
Tableau.VI.5: Tableau récapitulatif des sollicitations	140
Tableau VI.6 : Tableau de UX et UY	148
Tableau VI.7 : Tableau des moments à E.L.U et E.L.S	149
Tableau VI.8 : Tableau des moments en travées et en appuis à E.L.U et E.L.S dans le sens X-X	149
Tableau VI.9 : Tableau des moments en travées et en appuis à E.L.U et E.L.S dans le sens Y-Y	149
Tableau VI.10: Tableau de ferrailage en travées dans le sens X-X	150
Tableau VI.11 : Tableau de ferrailage en appuis dans le sens X-X	150
Tableau VI.12: Tableau de ferrailage en travées dans le sens Y-Y	151
Tableau VI.13: Tableau de ferrailage en appuis dans le sens Y-Y	152
Tableau VII.1: tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier nervuré.	156

Tableau VII.2: Tableau d'application de la condition rigidité pour le radier nervurée.	156
Tableau VII.3 : Tableau d'application de la condition de non poinçonnement.	157
Tableau VII.4: Dimensions des poutres.	159
Tableau VII.5: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées.	164
Tableau.VII.6 : Ferrailage des travées sens y-y	168
Tableau VII.7 : ferrailage des appuis sens y-y	169
TableauVII.8 : Tableau de calcul des charges équivalentes.	172
Tableau.VII.9: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	173
Tableau VII.10: Tableau des résultats du ferrailage des poutres.....	178
Tableau VII.11: Tableau de vérification de l'effort tranchant.....	179

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

Q ; P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

q_s : Chargement de service

M_f : Moment fléchissant

M_t : Moment de flexion en travée

M_a : Moment de flexion en appui

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

T_d : Effort tranchant à droit du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

\emptyset_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

M_{zz} : Inertie massique

L_f : Longueur de flambement

Br : Section réduite

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (g ; j ; p)

Δ_{ft} : Flèche total

ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

Introduction Générale :

La Génie civil englobe toutes les techniques liées aux constructions civiles et industrielles. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Leur gestion vise à répondre aux besoins de la société tout en garantissant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est vaste et comprend à la fois les travaux publics et le secteur du bâtiment.

Afin de récapituler les connaissances acquises au cours de notre formation, approfondir nos compétences dans le calcul des structures et nous familiariser avec les réglementations en vigueur, nous avons entrepris le calcul d'un bâtiment (R+12) avec deux sous-sol à usage multiple (commercial, habitation, stockage et parcs), qui est contreventé par un système de voile porteur en béton armé.

Pour ce faire, nous avons divisé notre travail en six chapitres, à savoir :

- ✓ Chapitre I : présentation de l'ouvrage
- ✓ Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.
- ✓ Chapitre III : Etude de planchers
- ✓ Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux
- ✓ Chapitre V : Etude d'ascenseur
- ✓ Chapitre VI : Etude dynamique
- ✓ Chapitre VII : Etude des portiques et voiles
- ✓ Chapitre VIII : Etude des fondations

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ✓ Robot Structural Analysis : pour la modélisation de la structure.
- ✓ Microsoft office 2016 : Pour la rédaction & les calculs et présentation.
- ✓ AUTOCAD 2024 : pour le dessin.
- ✓ RDM6 (pour le calcul des moments et des efforts).
- ✓ ROBOT EXPERT 2010 pour le ferailage.

Chapitre I :

Présentation de

l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

- Rester apte à utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc conséquences d'erreurs humaines ;
- Doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant exécution que durant son exploitation quelle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays. (Pour nous en Algérie, on se référant au RPA99 /version 2003, BAEL91, CBA93 et DTR)

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot structural analysis professional 2014 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par les règlements suivants : RPA99 /version 2003

Le béton armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions, il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en Béton Armé.

2.Présentation de l'ouvrage :

Pour la réalisation et la conception de notre projet de fin de cycle universitaire on a choisi une tour (deux sous-sols + RDC + 12 étages), dont le contreventement est assuré par un système mixte voiles et portiques.

L'ouvrage est implanté à KHARROUBA-Mostaganem qui est considérée comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) selon le classement établi par le règlement parasismique Algérien « RPA 99 (version 2003) ».

Notre tour se compose des niveaux qui ont des fonctions différentes :

- Un sous-sol (2) est réservé à un parking.
- Un sous-sol (1) est réservé au stockage.
- Un rez-de-chaussée abrite des locaux à usage commercial.
- Les 12 étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

3. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment en plan 27 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 12.10 m.
- Hauteur du sous- sol 1 3.06 m.
- Hauteur du sous- sol 23.06 m
- Hauteur de RDC..... 3.80 m.
- Hauteur d'étage courant..... 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment..... 46.64 m.

4. Conception de la structure :

4.1. Superstructure :

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (Portiques + voiles de contreventement)

4.2. Ossature :

Selon l'article 2.5.4 du RPA99/version2003 les ouvrages doivent en général comporter des contreventements qui doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité ;
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations ;
- Minimiser les effets de torsion.

4.3. Les planchers :

- Dalle pleine au niveau des deux sous-sols.
- Plancher à corps creux dans les autres niveaux.

4.4. Les circulations verticales :

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier (escalier à deux volées et à un palier intermédiaire) qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

4.5. Maçonneries :

- Murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Paroi extérieure en briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;
- Paroi intérieure en Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

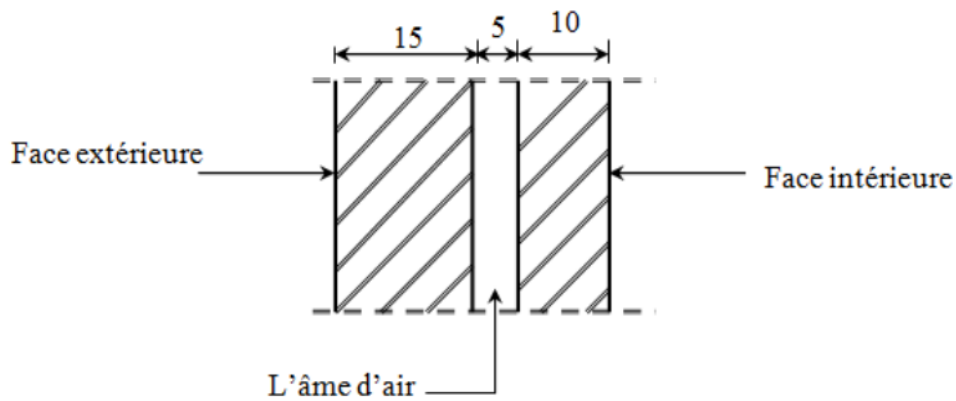


Fig. I.1 : Coupe transversale d'un mur de façade

- Murs intérieurs : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

4.6. Acrotère :

Pour les terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6m de hauteur.

4.7 Infrastructure :

- A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :
- La contrainte admissible : σ_{sol}
- Poids volumique du sol : γ_{sol} KN/m³
- Angle de frottement interne : ϕ
- L'absence d'une nappe phréatique et galeries.

5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

5.1 Béton :

Le béton est un mélange complexe dont des proportions convenables de granulats (Sable + gravier), et liant (ciment) malaxé avec l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.

5.1.1. Caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours dite f_{c28} . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 16cm de diamètre et de hauteur 32cm.

Pour notre étude on va opter $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

>Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} \text{ Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa, on a } E_{i28} = 32164,19\text{MPa}$$

>Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} \text{ Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa, on a } E_{v28} = 10818,87\text{MPa.}$$

d. Coefficient de poisson :

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,,,,), on prendra :

$\nu = 0$ »» états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ »» états limites de service (béton non fissuré).

e. Contraintes limites :

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité.

$\gamma_b = \{ 1,15 \text{ pour la situation accidentelle.}$

$\gamma_b = \{ 1,5 \text{ pour la situation durable et transitoire.}$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

θ : coefficient qui tient compte de la durée de l'application des charges.

{1 si la durée est supérieure à 24 heures.

{0.9 si la durée est comprise entre une heure et 24 heures.

{Sinon 0.85.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA (situations durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPA (situations accidentelles).}$$

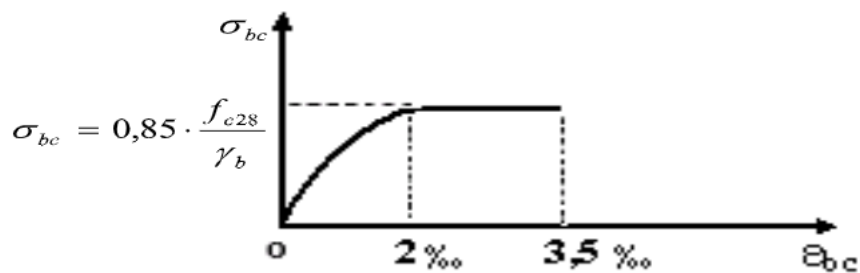


Fig.I. 2 : Diagramme contraintes - déformation de calcul du béton (E.L.U)

Etat limite de service (E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

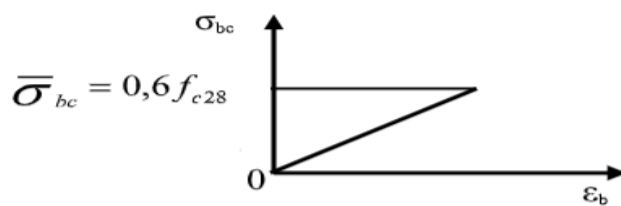


Fig.I. 3 : Diagramme contraintes - déformations du calcul du béton à (E.L.S)

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

5.2 Acier :

a. Types d'aciers utilisés :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE235	235	
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés (TS)	TLE520 $\varphi \leq 6$	520	Emplois courants pour : Planchers et dallage.

Tableau.I. 1 : Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

b. Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :

»» Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :

Le diagramme contrainte (σ_s) -déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-après :

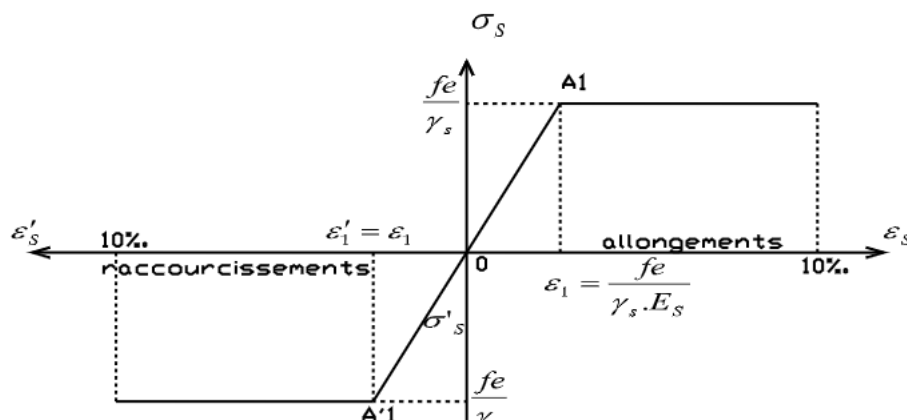


Fig.I. 4: diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = f_e / \gamma_s$)

γ_s : Coefficient de sécurité.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$\gamma_s = \{1,15 \text{ pour une situation courante (normale)}$

$\gamma_s = \{1,00 \text{ pour une situation accidentelle}$

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

$\sigma_s = \{400/1.15 = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Situation courante.}$

$\sigma_s = \{400/1 = 400 \text{MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.}$

Avec : $f_e = 400 \text{MPa}$

>Etat limite de service (E.L.S):

Selon les règles BAEL91 :

- Fissuration peu nuisible \gg Aucune vérification pour σ_s
- Fissuration préjudiciable $\gg \sigma_s \text{ bar} = \min(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}})$,
- Fissuration très préjudiciable $\gg \sigma_s \text{ bar} = \min(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{n \times f_{tj}})$,

Avec ;

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

η : Coefficient de fissuration = 1 \rightarrow Acier rond lisse ;

η : Coefficient de fissuration = 1,16 \rightarrow Acier haute adhérence ;

c. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :

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

$$E_s = 200000 \text{ MPA}$$

Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En prenant en compte la descente des charges et surcharges qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements RPA 99, V 2003 et le BAEL 91 ; Afin d'obtenir des dimensions économiques.

2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire ($b \times h$), elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux transmis par les planchers.

> Critère de la flèche d'après le BAEL91 :

Avec :

L : Portée maximale entre axes de la poutre ;

b : Largeur de la poutre ;

h : Hauteur de la poutre ;

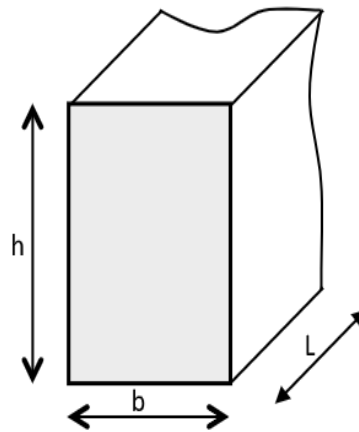


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre

>Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

$b \geq 20\text{cm}$; $h \geq 30\text{cm}$;

Type de poutres	Sens	$L_{max}(cm)$	$\frac{L_{max}}{15}$	$\frac{L_{max}}{10}$	$b(cm)$	$h(cm)$	$\frac{h}{b}$	Section (cm ²)
Poutre secondaire (PS)	X-X	500	33,33	50	30	50	1,50	30×50
	X-X	360	24	36	30	35	1,16	30×35
Poutre principale (PP)	Y-Y	380	25,33	38	35	40	1,16	35×40

Tableau II.1 : Dimension des sections des poutres

3. Pré dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- > Planchers à corps creux.
- > Planchers à dalle pleine.

3.1. Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dus au séisme.

On distingue deux types de dalle pleine :

Une dalle porte dans un seul sens (repose sur deux appuis), lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

Et une dalle porte dans deux sens (repose sur 4 appuis) si :

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

Avec ;

l_x : La plus petite portée du panneau de dalle.

l_y : La plus grande portée du panneau de dalle.

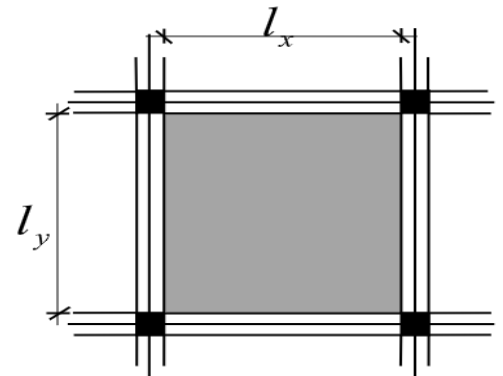


Fig.II.2:Dimensions d'un panneau de dalle.

Dalle une seule sens	Dalle deux sens
$hd = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)Lx$	$hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)Lx$

Tableau II.2 : Types des travées de la dalle pleine

Emplacement	L_x (cm)	L_y (cm)	P	Type de dalle	L'épaisseur h_d
Les deux planchers du S/Sol	3,80	500	0,76	La dalle porte suivant deux sens	$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right)L_x = \left(\frac{380}{50} \div \frac{380}{40}\right) =$ $(7.6 \div 9.5) = 10\text{cm}$

Tableau II. 3 : Dimension des dalles pleines.

> Condition d'isolation acoustique :

- > Contre les bruits aériens : $2500xh_d \geq 350\text{Kg/m}^2$
> $h_d = 15\text{ cm}$
- > Contre les bruits impacts : $2500xh_d \geq 400\text{Kg/m}^2$
> $h_d = 16\text{ cm}$.

> Conditions de sécurités en matière d'incendie :

- > Pour une heure de coupe de feu
> $h_d = 7\text{ cm}$.
- > Pour deux heures de coupe de feu
> $h_d = 11\text{ cm}$
- > Pour quatre heures de coupe de feu
> $h_d = 17.5\text{ cm}$

D'après ces conditions on a choisi **$h_d = 16\text{ cm}$**

3.2 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux (voir fig.II.3.)

- h_t : Epaisseur totale du plancher ;
- h_0 : Epaisseur de la dalle de compression ;
- h_1 : Epaisseur du corps creux.

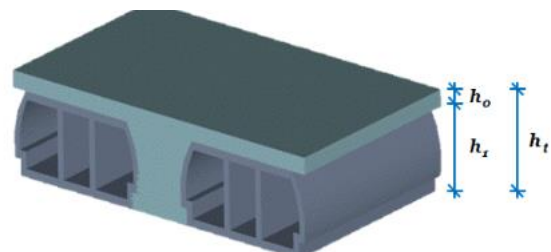


Fig.II.3 : Plancher à corps creux.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq Ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

[BAEL 91 / 7.6.8,424]

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle dans la direction de disposition des solives en (cm).

Dans notre projet, on a : $L_{max} = 360 \text{ cm}$ donc $14,4 \text{ cm} \leq ht \leq 18 \text{ cm}$

On prendra : $ht = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$ d'où :

4. Pré-dimensionnement des voiles :

4.1. Voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003) [article 7.7.1]

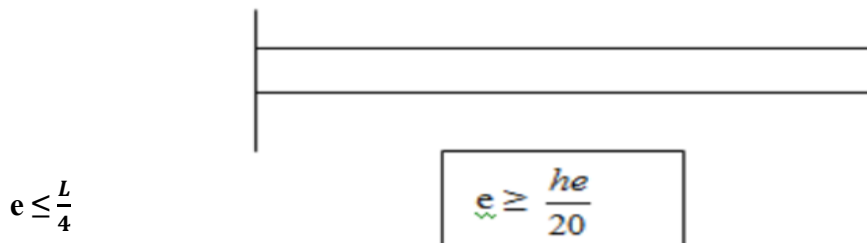


Fig.II.4 : vue en plan des voiles

Avec: $he = h - hd$

D'où :

L : Largeur du voile correspond à la portée minimale.

E : Epaisseur du voile.

He : Hauteur libre d'étage.

Hd : Epaisseur du plancher.

Dans notre projet, on a :

$$e \leq 90 \text{ cm}$$

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

On prendra : $e = 20 \text{ cm}$.

4.2. Voiles périphériques :

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 20 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e . [Article 7.7.1]

$$\{ e_{min} = 15 \text{ cm}$$

$$\{ e \geq \frac{he}{20}$$

Dans notre projet, on a :

$$he = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\{ E_{min} = 15 \text{ cm}$$

$$\{ e \geq \frac{he}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

Donc, on adopte : $e = 20 \text{ cm}$

5. Descente de charges :

> Charge permanente :

5.1. Plancher terrasse inaccessible en corps creux :

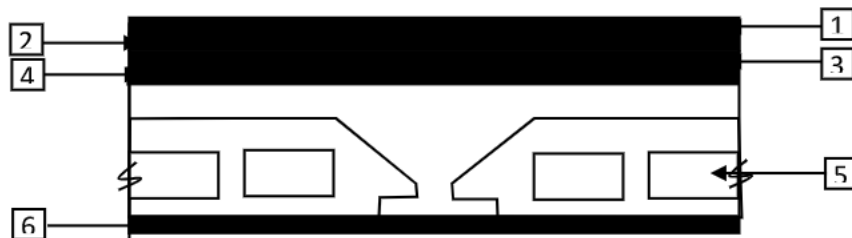


Fig II.5 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible en corps creux

1- Gravier roulé de protection (4 cm)	$0.04 \times 2000 = 80 \text{ daN/m}^2$
2- Etanchéité multicouche	$= 12 \text{ daN/m}^2$
3- Forme de pente en béton	$= 110 \text{ daN/m}^2$
4- Isolation thermique (polyane 4cm)	$0.04 \times 400 = 10 \text{ daN/m}^2$
5- Corps creux + dalle de compression (16 +4)	$= 280 \text{ daN/m}^2$
6- Enduit en ciment (1.5cm)	$0.015 \times 1800 = 27 \text{ daN/m}^2$
	$G = 525 \text{ daN/m}^2$

5.2. Plancher étage courant en corps creux :



Fig. II.6 : Coupe transversale du plancher d'étage courant en corps creux

- 1- dalle de sol+chappe+mortier de pose.....=**80daN/m²**
 - 2- Corps creux+dalle de compression (16+4)=**280daN/m²**
 - 3- Enduit en ciment (1.5 cm)0.015x1800=**27daN/m²**
 - 4- Cloisons légères=**100daN/m²**
- G = 48 daN/m²**

5.3. Plancher dalle pleine :



Fig. II.7: Coupe transversale de la dalle pleine

- 1-Dalle de sol + mortier de pose + chappe=**80daN/m²**
 - 2-Dalle pleine en béton armé (16cm) 0.16 ×2500 = **40daN/m²**
 - 3-Enduit en ciment (1.5 cm)0.015x1800 =**27daN/m²**
 - 4-Cloisons légères=**100daN/m²**
- G =607daN/m²**

5.4. Maçonnerie :

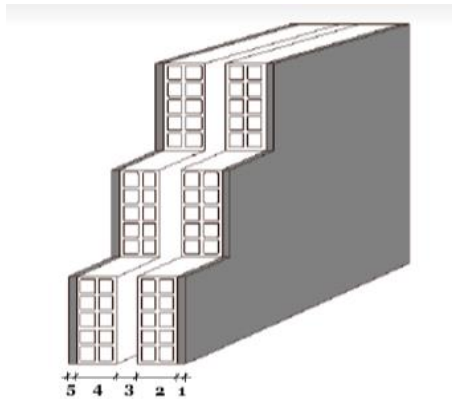


Fig.II.8 : Schéma du mur extérieur.

1-Revêtement de ciment (2cm)	$0,02 \times 1800=36\text{daN/m}^2$
2-Brique creuse (10cm)	$0,10 \times 900=90\text{daN/m}^2$
3-Lame d'air (5cm)	$=0\text{daN/m}^2$
4-Brique creuse (15cm)	$0,15 \times 900=135\text{daN/m}^2$
5- Enduit plâtre (2cm)	$0,02 \times 1000=20\text{daN/m}^2$
	G = 281daN/m

>Surcharge d'exploitation (Q) :

1-Terrasse (Inaccessible).....	Q = 100daN/m²
2-1ème 12ème étage (Habitation).....	Q = 150daN/m²
3-RDC (commerce).....	Q = 500daN/m²
4-Sous- sol 1 (Stockage).....	Q = 600daN/m²
5-Sous-sol 2 (Parking)	Q = 250daN/m²

5.5. La loi de dégression [DTR.B.C 2.2/ IV.6.3]:

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

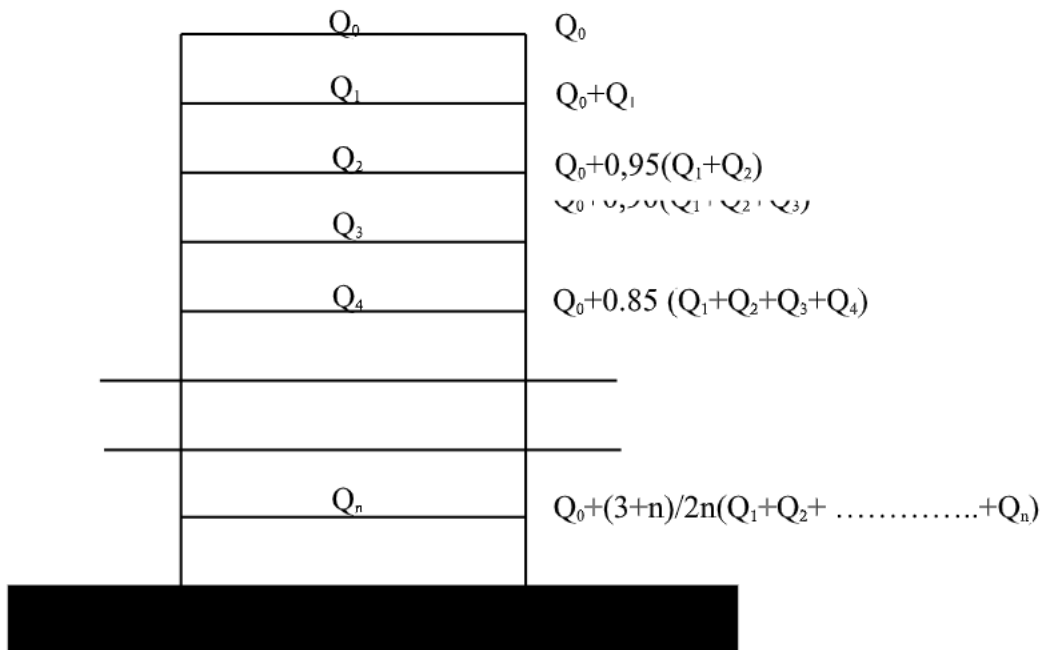


Fig. II.9: Schéma de la loi de dégression

Étages	Les Charges et Surcharges non Cumulée		Les Charges et Surcharges Cumulée	
	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)
Haut 12 eme étage	525	100	525	100
Haut 11 eme étage	487	150	1012	250
Haut 10 eme étage	487	150	1499	385
Haut 9 eme étage	487	150	1986	505
Haut 8 eme étage	487	150	2473	610
Haut 7 eme étage	487	150	2960	700

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Haut 6 eme étage	487	150	3447	775
Haut 5 eme étage	487	150	3934	850
Haut 4 eme étage	487	150	4421	925
Haut 3 eme étage	487	150	4908	1000
Haut 2 eme étage	487	150	5395	1075
Haut 1 er étage	487	150	5882	1150
Haut RDC	487	150	6369	1225
Haut sous-sol 1	607	500	6976	1515.5

Tableau II.4 : Distribution et dégression des charges.

6. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux est un calcul effectué en compression simple et basé sur la descente des charges (charges permanentes et d'exploitation) à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

6.1. Étapes de Pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité (calcul de la surface reprise par le poteau) ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation exercée sur le poteau ;
- Dimensionnements des poteaux ;

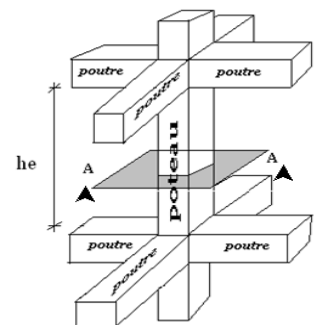
Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux:

a. Les conditions imposées par le RPA99 V 2003 :

$\text{Min}(a ; b) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{zone IIa} ;$

$$\text{Min}(a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$$



FigII-10 : Schéma représentatif d'un étage courant

b. Critère de résistance : [BAEL 91/ B.8.4, 1]

Soit :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

N_u : Effort normal résistant ultime agissant sur le poteau.

$$N_u \leq Br f_c 280, 9b + A f_{e_s}$$

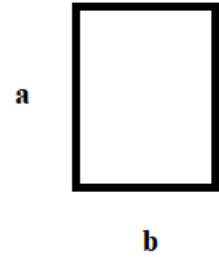


Fig.II.11 : Coupe A-A

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = **1.5** ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = **1.15** ;

f_e : Nuance de l'acier (**limite élastique ; $f_e = 400$ MPa**) ;

A : Section d'acier comprimé *béton*

f_{c28} : Résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25$ MPa)

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de la section

réelle **1 cm** d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) \times (b - 2)$$

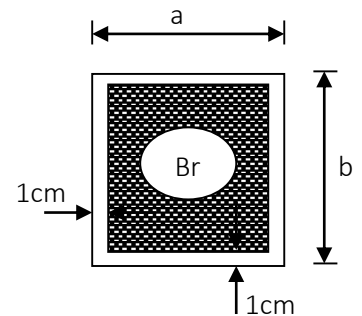


Fig II.12 : Section réduite du béton

α : Coefficient dépend de l'élanement λ , et qui prend les valeurs suivantes :

$$= 0,851 + 0,2352 \text{ pour } \leq 50$$

$$= 0,60502 \text{ pour } 50 < \leq 70$$

Pour notre calcul, on prend $\alpha = 0,85$

Donc :

$$\alpha = 0,851 + 0,2352 = 0,85$$

On remplaçant α par 0,85, on obtient :

$$Br \geq N_u \alpha 0,9 + 0,85 A B r_s$$

Avec : $\beta = 1 + 0,2352 = 1,2352$

On prend : [BAEL91]

s : Contrainte de l'acier ; $s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ MPa

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

b : Résistance de calcul du béton ; $b=0,85f_{c28}b=0,85 \times 25 \div 1,5=14,2$ MPA

$$Br \geq \frac{12Nu}{14,2 \div 0,9 + 0,85 \times 1100 \times 348 \times 10}$$

Donc : $Br \geq 0,0064 Nu$

> **Évaluation de Nu [BAEL 91/ B.8.1.1]:**

$Nu = \sum$ des charges verticales agissant sur le poteau.

$$Nu = 1,15 Pu$$

Ou : $Pu = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$

$$N_{\text{Planche}} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{\text{Aff}}$$

N_{Plancher} : L'effort normal dû au poids du plancher ;

G : La charge permanente cumulée ;

Q : La charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression ;

S_{Aff} : La surface afférente du plancher ;

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times Pt_n$$

$$Pt = (P_{PP} \times L_{\text{AffPP}}) + (P_{PS} \times L_{\text{AffPS}})$$

N_{Poutre} : L'effort normal dû au poids des poutres principales et secondaires ;

Pt : Poids total de la poutre ;

n : Nombre d'étage considéré ;

L_{AffPP} : Longueur afférente de la poutre principale ;

L_{AffPS} : Longueur afférente de la poutre secondaire ;

$$P_{PP} = b \times h \times \rho$$

P_{PP} : Poids de la poutre principale ;

$$P_{PS} = b \times h \times \rho$$

P_{PS} : Poids de la poutre secondaire ;

$b \times h$: La section de la poutre.

ρ : Poids volumique du béton armé.

c. Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

Avec:

: Elancement ;

L_f : Longueur de flambement ;

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

L_0 : Longueur libre du poteau ;

i : Rayon de giration de la section du béton ;

I : Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement ;

B : Aire de la section du béton seul.

6.2. Exemple de calcul :

Pour cet exemple, on va calculer les dimensions de la section transversale du poteau de centre du 5ème étage :

La surface afférente est :

$$S_{aff} = (5/2 + 3,6/2) \times (3,8/2 + 3.7/2) = 16.125 \text{ m}^2.$$

a. Critère de résistance :

$$\text{On : } Br \geq 0,0064 \text{ Nu}$$

>Détermination de l'effort normal dû au poids du plancher :

$$\text{On a : } Nu = 1,15 \times Pu$$

$$\text{Avec : } Pu = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$$

>Détermination de l'effort normal dû au poids du plancher :

On a :

$$N_{\text{plancher}} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff}$$

$$G = 3934 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 850 \text{ daN/m}^2$$

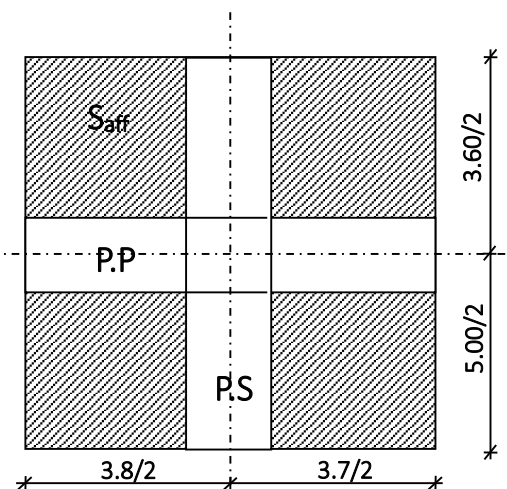


Fig. II.13: Surface afférente du poteau le plus sollicité

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 3934) + (1.5 \times 850)] \times 16.125$$

$$\text{donc : } N_{\text{plancher}} = 106197,6375 \text{ daN}$$

>**Détermination de l'effort normal du au poids des poutres principales et secondaires :**

On a :

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } P_t = (P_{PP} \times L_{AffPP}) + (P_{PS} \times L_{AffPS})$$

- **Poids propre des poutres principales et secondaires:**

$$P_{pp} = 2500 \times 0.35 \times 0.40 = 350 \text{ daN/mL}$$

$$P_{ps1} = (2500 \times 0.30 \times 0.35) = 262.5 \text{ daN/mL}$$

$$P_{ps1} = (2500 \times 0.30 \times 0.50) = 375 \text{ daN/mL}$$

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff} = 3.75 \text{ m}$;

Les longueurs afférentes des poutres secondaires : $L_{aff1} = 1.8 \text{ m}$ et 2.5 m

Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (350 \times 3.75) + (262.5 \times 1.8) + (375 \times 2.5)$$

$$P_t = 2722.5 \text{ daN ;}$$

$$N_{\text{Poutre}} = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = 8.$$

$$N_{\text{Poutre}} = 1.35 \times 2722.5 \times 8$$

$$N_{\text{Poutre}} = 29403 \text{ daN ;}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 (N_{\text{plancher}} + NP) = 1.15 (106197,6375 + 29403)$$

$$N_u = 155940,733125 \text{ daN.}$$

$$B_r \geq 0.0064 N_u \quad \Rightarrow \quad B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 998,020692$$

La Section de poteau au niveau de 5ème étage est : $(30 \times 60) \text{ cm}^2$.

b. Condition de RPA 99V.2003 [Article 7. 4.1] :

$\text{Min}(a ; b) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \text{Zone IIa}$ Condition vérifiée

$\text{Min}(a ; b) = 30 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 306 - 3520 = 13.55 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$$14 < a/b = 1.66 < 4$$

Condition vérifiée

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

c. Critère de flambement :

$$=L_f \div i = 3,46 \times L_f \div a \leq 35$$

Détermination de la longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

Détermination rayon de giration de la section de plan :

$$i = \sqrt{I \div B}$$

Moment d'inertie I :

$$I = b \times a^3 \div 12 = 30 \times 60^3 \div 12 = 540\,000 \text{ cm}^4$$

• Aire de la section du béton seul B :

$$B = a \times b = 60 \times 30 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou : } i = \sqrt{540000 \div 1800} = 17,32 \text{ cm}$$

$$= \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{17,32} = 12,36 \leq 35 \quad \text{Condition vérifiée}$$

H	Etage	G (KN)	Q (KN)	Nu P.P (KN)	Nu P.S (KN)	Nu Plancher (KN)
3,06	Haut 12 eme	5,25	1	17,71875	19,035	138,4734375
3,06	Haut 11 eme	10,12	2,5	35,4375	38,07	280,7685
3,06	Haut 10 eme	14,99	3,85	53,15625	57,105	419,4354375
3,06	Haut 9 eme	19,86	5,05	70,875	76,14	554,47425
3,06	Haut 8 eme	24,73	6,1	88,59375	95,175	685,8849375
3,06	Haut 7 eme	29,6	7	106,3125	114,21	813,6675
3,06	Haut 6 eme	34,47	7,75	124,03125	133,245	937,8219375
3,06	Haut 5 eme	39,34	8,5	141,75	152,28	1061,976375
3,06	Haut 4 eme	44,21	9,25	159,46875	171,315	1186,130813
3,06	Haut 3 eme	49,08	10	177,1875	190,35	1310,28525
3,06	Haut 2 eme	53,95	10,75	194,90625	209,385	1434,439688
3,06	Haut 1 er	58,82	11,5	212,625	228,42	1558,594125
3,8	Haut RDC	63,69	12,25	230,34375	247,455	1682,748563
3,06	Haut S.S 1	69,76	15,14	248,0625	266,49	1884,78675
3,06	Haut S.S 2	75,83	18,6	265,78125	285,525	2100,611813

Tableau II.5 : calcul des efforts

Chapitre III :

Etude de planchers

Chapitre III : Etude des planchers

1. Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui séparent les niveaux d'un bâtiment et supportent les charges gravitationnelles et temporaires. Construits avec divers matériaux tels que le béton, l'acier ou le bois.

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- La résistance aux vibrations dus aux vents, séismes ou les poussées des terres
- Séparer entre les différents niveaux ;
- Assurer une bonne isolation thermique et acoustique.
- La durabilité à long terme ;
- Résister aux forces de compression, de flexion et de cisaillement ;

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

2 . Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, et un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

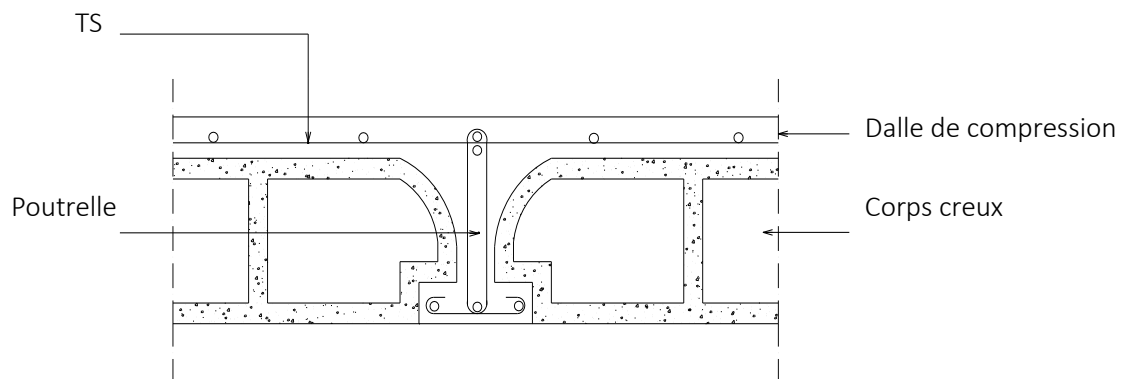


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Chapitre III : Etude des planchers

2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

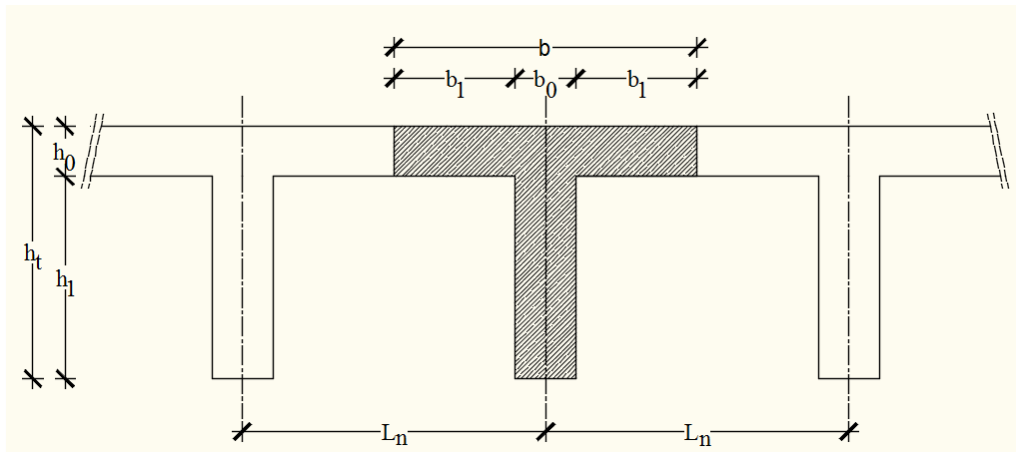


Fig.III.2: Schéma des poutrelles.

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60 \text{ cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3] .

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 330 \text{ cm}$).

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression .

Chapitre III : Etude des planchers

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 33\text{ cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{ cm}$$

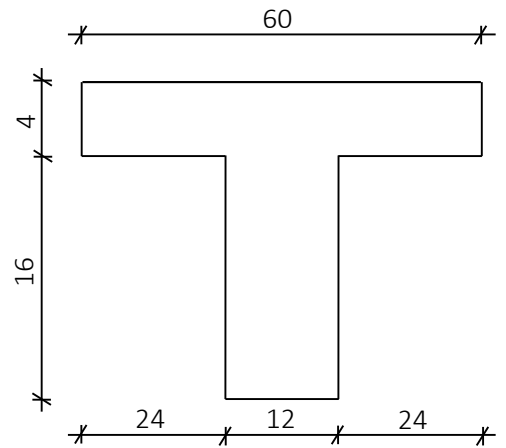


Fig.III.3: Section de calcul

2.2. Ferrailage de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

D'après les règles BAEL91, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0\min} = 4\text{cm}.$$

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\text{- Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{- Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

a. Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

➤ Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{ cm} \Rightarrow 50\text{ cm} < L_n < 80\text{ cm}$$

$$\emptyset \leq 6\text{ mm} \longrightarrow f_e = 520\text{ Mpa}$$

On prendra $\emptyset = 6\text{mm}$

Chapitre III : Etude des planchers

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_x}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\emptyset 6 / \text{m}_L \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\emptyset 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

b. Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$):

➤ **Détermination des armatures :**

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\emptyset 6 / \text{ml} \longrightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\emptyset 6 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ **Choix :** Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 6$ (200x200) mm².

2.3. Etude des poutrelles :

2.3.1 Méthode de calcul :

- **Méthode forfaitaire :** pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;
- **Méthode de A. Caquot :** pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée.

a- Méthode de Forfaitaire :

➤ **Domaine d'application :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- 1- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition
 $Q [\text{daN/m}^2] \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$
- 2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et
- 4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ **Le principe de la méthode :**

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) :

$$\circ M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$$

Chapitre III : Etude des planchers

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- Q : la surcharge d'exploitation non pondérée
- G : la charge permanente non pondérée.

- Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0\}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

- Moments en appuis :

$$M_{ar} = -0.2 M_0 \text{ pour un appui de rive}$$

$$M_{ai} = -0.6 M_0 \text{ cas d'une poutre à deux travées ;}$$

$$M_{ai} = -0.5 M_0 \text{ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées}$$

$$M_{ai} = -0.4 M_0 \text{ pour les autres appuis intermédiaires.}$$

b- Méthode de Caquot :

- Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions

Industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevée : $q > 2g$ ou $q > 5\text{kN/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des quatre conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas validée.

- Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires.

- Moments en appuis :

$$M_i = 0.15 M_0 \text{ Appui de rive.}$$

$$M_i = -\frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \text{ Appui intermédiaire.}$$

Chapitre III : Etude des planchers

Avec :

$$M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$$

$l = l$: pour une travée de rive ;

$l = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire ;

l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui ;

l : la portée réelle de la travée.

- Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée isostatique ;

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite de la travée ;

x : abscisse varie de 0 à l ;

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

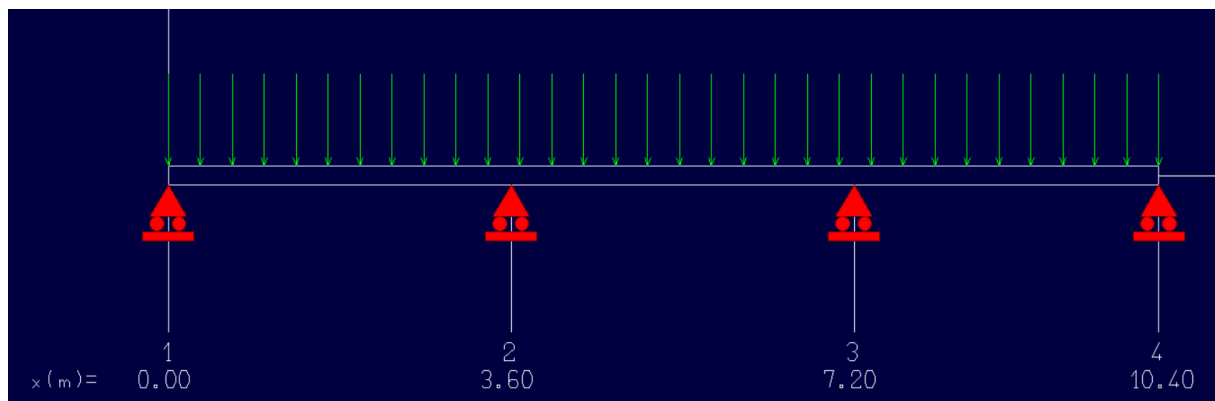
- Efforts tranchants :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X\right) + \frac{|M_w| - |M_e|}{l_i}$$

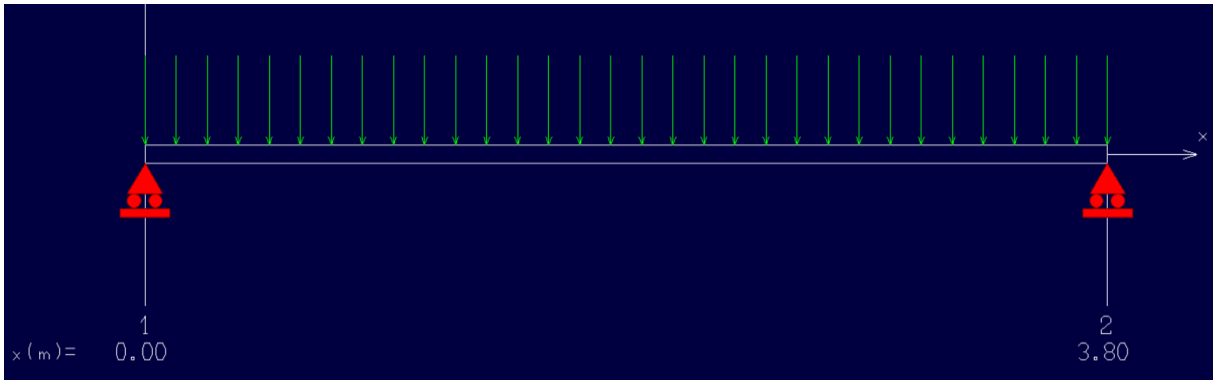
2.3.2 Type de poutrelle :

Pour notre structure, on distingue 3 types des poutrelles :

1^{er} type :



2^{ème} type :



3^{ème} type :

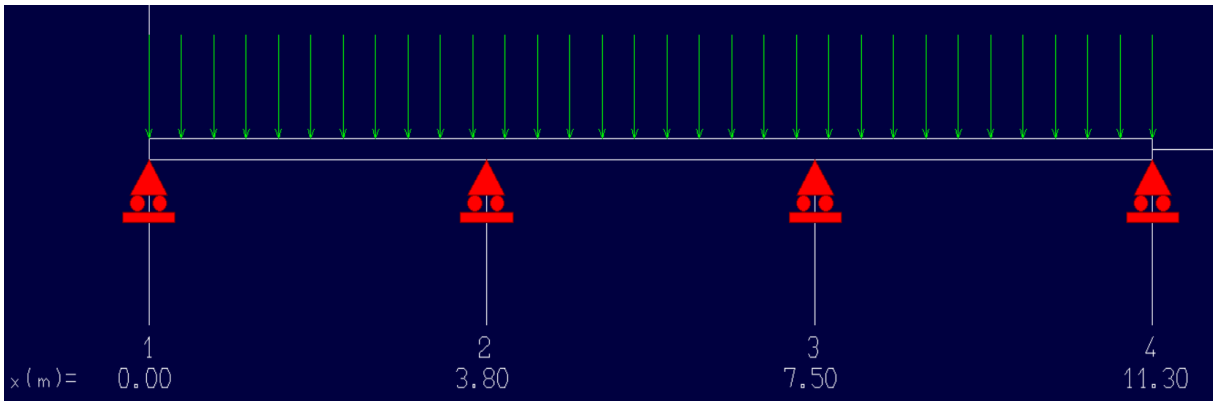


Fig.III. 4 : Schéma statique des poutrelles.

2.3.3 Evaluation des charges :

Étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 487 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 525 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 100 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Combinaison fondamentale : « étage courant »**

➤ Etat limite ultime :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 487 + 1.5 \times 150) \times 0.6 = \mathbf{529,47 \text{ daN/ml}}$$

➤ Etat limite de service :

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (487 + 150) \times 0.6 = \mathbf{382,2 \text{ daN/ml}}$$

➤ **Combinaison fondamentale : « terrasse »**

➤ Etat limite ultime :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 525 + 1.5 \times 100) \times 0.6 = \mathbf{515,25 \text{ daN/ml}}$$

Chapitre III : Etude des planchers

➤ **Etat limite de service :**

$$Q_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (525 + 100) \times 0.6 = 375 \text{ daN/ml}$$

2.3.4 Détermination des sollicitations :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- La surcharge $Q \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$
 $Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 487; 500) = 500 \text{ daN/m}^2 \dots$ Condition vérifiée ;
- Moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.....**condition vérifiée ;**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,6}{3,6} = 1 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Idem pour les autres travées

La fissuration est considérée comme non préjudiciable**Condition vérifiée.**

Les 04 conditions sont vérifiées donc on applique la méthode Forfaitaire

Remarque : les calculs sont assistés par Microsoft EXCEL.

Type 1 : (charge d'étage courant)

Ce type se trouve au niveau d'étage courant ainsi que sur le plancher terrasse

➤ **Moment fléchissant :**

En appui :

$$M_0 = q \times \frac{l^2}{8} \quad \text{d'où} \quad M_{0u} = 857.74 \text{ da.m} \quad \text{et} \quad M_{0s} = 619.164 \text{ da.m}$$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]
	$0,20 M_0$	$0,50 M_0$	$0,50 M_0$	$0,20 M_0$
ELU	-171,55	-428,87	-428,87	-171,55
ELS	-123,83	-309,58	-309,58	-123,83

Tableau III.1 : Moments fléchissant en appuis du 1er type de poutrelle

En travée :

Calcul le rapport des charges d'exploitations et permanentes α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,24$$

$$\begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{0.2+0.5}{2}\right) M_0 + \text{Max} [(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \end{cases}$$

	Travée A -B [daN.m]	Travée B -C [daN.m]	Travée C -D [daN.m]
	0,72 M₀	0,57 M₀	0,72 M₀
ELU	618,13	489.46	618,13
ELS	446.20	353.32	446.20

Tableau III.2: Moments fléchissant en travées du 1er type de poutrelle.

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}; \quad T_e = \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La Longueur [m]	3.6	3.6	3.6
T_w[daN]	953.05	953.05	953.05
T_e[daN]	-953.05	-953.05	-953.05

Tableau III.3 : Tableau de l'effort tranchant à l'ELU.

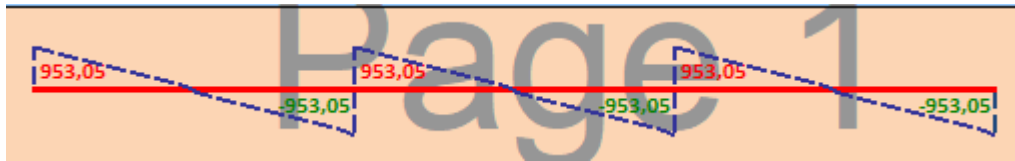


Fig.III.5 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 1-etape courant)

Type 1 (charge terrasse) :

Il se trouve dans le plancher terrasse

➤ Moment fléchissant :

En appui :

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]
	$0,20 M_0$	$0,50 M_0$	$0,50 M_0$	$0,20 M_0$
ELU	-166.94	-417.35	-417.35	-166.94
ELS	-121,5	-303,75	-303,75	-121,5

Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 3^{ème} type de poutrelle.

Calcul le rapport des charges d'exploitations et permanentes α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,16$$

$$M_T(A-B) = 0,7M_0$$

$$M_T(B-C) = 0,55M_0$$

En travée :

	Travée A -B [daN.m]	Travée B -C [daN.m]	Travée C -D [daN.m]
	$0,7 M_0$	$0,55 M_0$	$0,7 M_0$
ELU	584.29	459.09	584.29
ELS	425.25	334.13	425.25

Tableau III.5 : Tableau des moments fléchissant en travée du 3^{ème} type de poutrelle.

Chapitre III : Etude des planchers

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}; T_e = \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La Longueur [m]	3.6	3.6	3.6
T_w[daN]	927.45	927.45	927.45
T_e[daN]	-927.45	-927.45	-927.45

Tableau III.6 : Tableau de l'effort tranchant



Fig.III.6 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 1-étage terrasse)

Type 2 :

➤ **Moments fléchissant :**

En appui : $M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 487 + 1.5 \times 150 = 882.45 \text{ daN}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 487 + 150 = 637 \text{ daN}$$

$$M_{0u} = 1592,58 \text{ daN.m} ; M_{ser} = 1149,785 \text{ daN.m}$$

	M_A[daN.m]	M_B[daN.m]
	0,20 M₀	0,20 M₀
ELU	318,5	318,5
ELS	229,94	229,94

Tableau III.7 : Moments fléchissant en appuis du 2eme type de poutrelle

Chapitre III : Etude des planchers

En travée :

Calcul le rapport des charges d'exploitations et permanentes α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,24$$

$$M_t \geq -\left(\frac{0,2 + 0,2}{2}\right) M_0 + \text{Max} [(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0$$

$$M_T = 0,87 M_0$$

	Travée A-B [daN.m]
	0,87 M₀
ELU	1385,54
ELS	1000,3

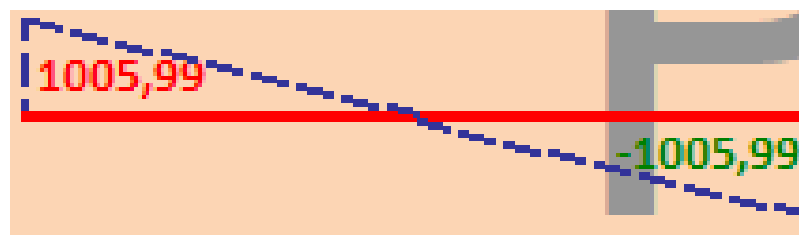
Tableau III.8 : Tableau des moments fléchissant en travée du 2^{ème} type de poutrelle.

➤ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}; T_e = \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B
La Longueur ×	3,8
T_w [daN]	1006
T_e [daN]	-1006

Tableau III.9 : Tableau de l'effort tranchant.



Chapitre III : Etude des planchers

Fig.III.7 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 2)

Type 3 :

- Moments fléchissant :
- En appui :

	M_A	M_B	M_C	M_D
ELU	-186,01	-465,01	-465,01	-186,01
ELS	-135,38	-338,44	-338,44	-135,38

Tableau III.10 : Tableau des moments fléchissant en appui du 4^{ème} type de poutrelle.

En travée :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
	$0.7M_0$	$0.55M_0$	$0.7M_0$
ELU	651,02	462,02	651,02
ELS	473,81	336,26	473,81

Tableau II.11 : Tableau des moments fléchissant en travée du 4^{ème} type de poutrelle.

- Effort tranchant :

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
T_w [daN]	978,98	953,21	978,98
T_e [daN]	-978,98	-953,21	-978,98

Tableau III.12 : Tableau de l'effort tranchant.



Fig.III.8 : Diagramme de l'effort tranchant de la poutrelle. (Type 3)

Type de Plancher	Type de poutrelle	Méthode de Calcul	Moment en appuis (daN. m)		Moment en travée (daN. m)		Effort tranchant (daN)
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Etage courant	Type 1	forfaitaire	-428,87	- 309.58	618,13	446,2	953,05
	Type 2	forfaitaire	-318,5	- 229,94	1385,54	1000,3	1006
	Type 1 (terrasse)	forfaitaire	-417,35	- 303.75	584,29	425,25	927,45
Terrasse	Type 3	forfaitaire	- 465.01	- 338.44	651,02	473,81	978,98

Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.

2.3.5 Détermination des armatures longitudinales :

En travées :

E.L.U :

$$M_{tmax} = 1385.54 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

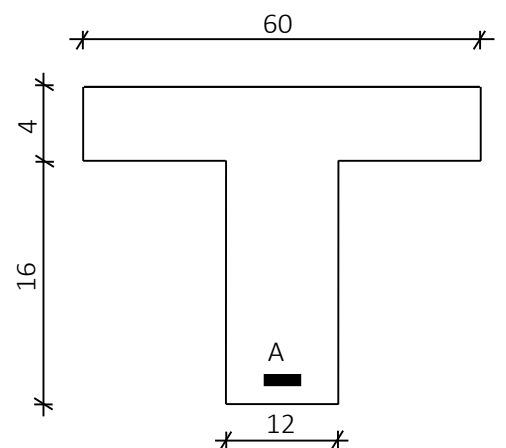


Fig.III.9. : Section de calcul

$M_{tmax} = 13855.4 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension

Chapitre III : Etude des planchers

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13855,4}{14,2 \times 60 \times (18)^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_{AB} = 0,382 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9744$$

Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13855,4}{348 \times 0,9744 \times 18} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,23 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T10 \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

E.L.S :

$$M_{\text{tser}} = 1000,3 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - 4) = -15,6 < 0$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la nervure \Rightarrow la section de calcul sera une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}^2$$

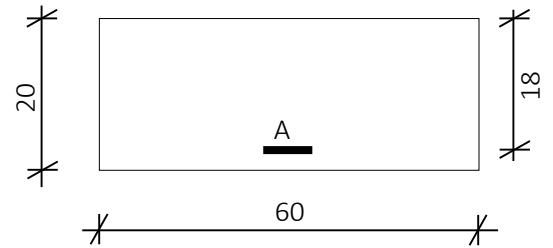


Fig.III.10: Section de calcul en travée

Chapitre III : Etude des planchers

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.95 + \sqrt{(18.95)^2 + 170.2} = 4.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \times 4.06^3 - (60 - 12) \times (4.06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - 4.06)^2$$

$$I = 8217.52 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{10003}{8217.52} = 1.21$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,21 \times 4.06 = 4.91 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{les armatures calculées à E.L.U seront} \\ \text{maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\}$$

En appuis :

E.L.U :

$M_a^u = -465.01 \text{ daN.m} \Rightarrow$ la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) [\text{cm}^2]$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4650,1}{14.2 \times 12 \times (18)^2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas. } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1098$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9568$$

Détermination des armatures :

$$A_s = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4650.1}{348 \times 0.9 \times 18} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$A_t = \max(A_s; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.82 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$1\text{T}12 \quad \rightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2.$$

E.L.S :

$$M_{a \text{ ser}} = - 338.44 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \quad \Rightarrow \alpha \leq \left. \begin{array}{l} \gamma - 1 \\ 2 \end{array} \right\} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{465,01}{338,44} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.220$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

FeE400

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

2.3.6 Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\text{max}} = 1006 \text{ daN.}$$

a. l'effort tranchant Vérification de l'influence de au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 10060 \text{ N} \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 100 = 129762 \text{ N.}$$

\Rightarrow L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Chapitre III : Etude des planchers

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(10060 - \frac{4650.1}{0.9 \times 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0.28 \text{ cm}^2 \dots\dots$$

Condition vérifiée

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_l .

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{10060}{(12 \times 18) \times 100} = 0.47 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1\text{min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5.71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales :

$K = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$
$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.91 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.76 - 0.3 \times 2.1)} = 68.7 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

2.3.7 Vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{\text{ser}}}{M_0^{\text{ser}}} \right)$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\text{max}}$$

Calcul des charges :

J: La charge permanente avant mise en place des cloisons.

$$\mathbf{J} = (\mathbf{G} - \mathbf{G}_{\text{cloison}}) \times \mathbf{b} = \mathbf{G} \times \mathbf{b} = 487 \times 0,6 = 292,2 \text{ daN/m}$$

N.B : Le plancher terrasse ne contient pas de cloison.

g : La charge permanente après mise en place des cloisons.

$$\mathbf{g} = \mathbf{G} \times \mathbf{b} = 487 \times 0,6 = 292,2 \text{ daN/m}$$

P: La charge totale.

$$\mathbf{P} = (\mathbf{G} + \mathbf{Q}) \times \mathbf{b} = (487 + 150) \times 0,6 = 382,2 \text{ daN/m}$$

Chapitre III : Etude des planchers

Calcul des moments fléchissant :

$$M_J^S = M_g^S = 0,70 \times M_{0g} = 0,70 \times 292,2 \times \frac{3,8^2}{8} = 369,19 \text{ daN.m} = 3691,9 \text{ N.m}$$

$$M_P^S = 0,70 M_{0p} = 0,70 \times 382,2 \times \frac{3,8^2}{8} = 482,9 \text{ daN.m} = 4829 \text{ N.m}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

On a :

$$y_1 = \frac{h_0}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ cm} ; y_2 = \left(\frac{h - h_0}{2} \right) + h_0 = \left(\frac{20 - 4}{2} \right) + 4 = 12 \text{ cm}$$

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{A_i} = \frac{60 \times 4 \times 2 + 12 \times (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{(bV_1^3) - (b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + 15 \times A(d - V_1)^2$$
$$= \frac{(60 \times 7,32^3) - (60 - 12)(7,32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12,68^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = 19451,65 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations σ_s :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \rightarrow \rho_1 = 100\rho = 1,090 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,8559$$

$$\sigma_s^J = \sigma_s^g = \frac{M_g^S}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3691,9}{2,36 \times 0,8559 \times 18} = 101,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^P = \frac{M_P^S}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4829}{2,36 \times 0,8559 \times 18} = 132,8 \text{ MPa}$$

Calcul du $\mu_J; \mu_g; \mu_P$:

$$\text{On a : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_J = \mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 99,01 + 2,1} = 0,572$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s^P + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 130,3 + 2,1} = 0,472$$

Chapitre III : Etude des planchers

Calcul des moments fictifs I_f :

$$\text{On a : } \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,0109} = 3,71 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,71 = 1,48$$

Avec :

λ_i : Coefficient pour les déformations instantanées ;

$$I_{f_j}^i = I_{f_g}^i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{19451,65}{1 + 3,71 \times 0,572} = 6230,27 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_p}^i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{19451,65}{1 + 3,71 \times 0,472} = 7070,44 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_g}^v = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{19451,65}{1 + 1,48 \times 0,572} = 10533,99 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles f :

$$\text{On a : } E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

Avec :

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

$$f_j^i = f_g^i = \frac{M_g^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_g}^i} = \frac{3691,9 \times 380^2}{10 \times 32164,20 \times 5732,96} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_g^v = \frac{M_g^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_g}^v} = \frac{3691,9 \times 380^2}{10 \times 10818,87 \times 9951,73} = 0,49 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_p^S \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_p}^i} = \frac{4829 \times 380^2}{10 \times 32164,20 \times 5504,25} = 0,39 \text{ cm}$$

Fleche total:

$$\Delta f_t = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) = (0,49 - 0,29) + (0,39 - 0,29) = 0,3 \text{ cm}$$

Flèche admissible (flèche maximale) :

$$\text{La portée maximale: } L_{\max} = 3,8 \text{ m} < 5 \text{ m} \rightarrow \Delta f_{t_{\max}} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

Conclusion : $\Delta f_t = 0,3 \text{ cm} < \Delta f_{t_{\max}} = 0,76 \text{ cm} \rightarrow$ La flèche est vérifiée

Chapitre III : Etude des planchers

		M [N.m]	A _l [cm ²]	Choix des armatures	A _t	Disposition des armatures
En travée	E.L.U.R.	13855,4	2.23	3T10 A = 2.36 cm ²	2Ø6 A _t = 0.57cm ²	
	E.L.S.	10003	Vérifiée			
En appui	E.L.U.R.	-4650,1	0,82	3T10 A = 2.36 cm ²		
	E.L.S.	-3384.4	Vérifiée			

Tableau III.14 : Tableau de ferrailage de la poutrelle.

3. Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé

(Dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

3.1 Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens.

Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

$$L_x = 3.8 \text{ m} \quad L_y = 5.00 \text{ m} \quad \dots \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{380}{500} = 0.76$$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [BAEL91]

Chapitre III : Etude des planchers

$$\phi \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec : } h_d = 16\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

On prendra : $\phi = 10\text{ mm}$

Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1\text{ cm.}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1.5 = 14.5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2.5 = 13.5\text{cm}$$

Espacement maximal des armatures :

Écartement des armatures sens x-x:

$$\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) \rightarrow \delta = 33\text{cm}$$

Écartement des armatures sens y-y:

$$\delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = \min(4 \times 16; 40) \rightarrow \delta = 40\text{cm}$$

1.2. Sous-sol 2 :

Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) on a :

$$G = 607\text{ daN/m}^2, \quad Q = 600\text{ daN/m}^2 ;$$

Combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime (E L U) :

$$\overline{q_u} = 1,35G + 1,5Q$$

$$\overline{q_u} = 1,35 \times 607 + 1,5 \times 600 = 1719,45\text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \overline{q_u} \times 1,00 = 1719,45\text{ daN/ml.}$$

Etat limite de service (E L S) :

$$\overline{q_s} = G + P$$

$$\overline{q_s} = 607 + 600 = 1207 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = \overline{q_s} \times 1,00 = 1207 \text{ daN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

Etat limite ultime (E L U) :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Etat limite de service (E L S) :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Mode d'encastrement :

On prend en compte la continuité telle qu'elle est préconisée dans le BAEL91 :

Sur appui :

0.3 M → Pour un appui de rive ;

0.5 M → Pour un appui intermédiaire.

En travée :

0.85 M → Pour une dalle de rive ;

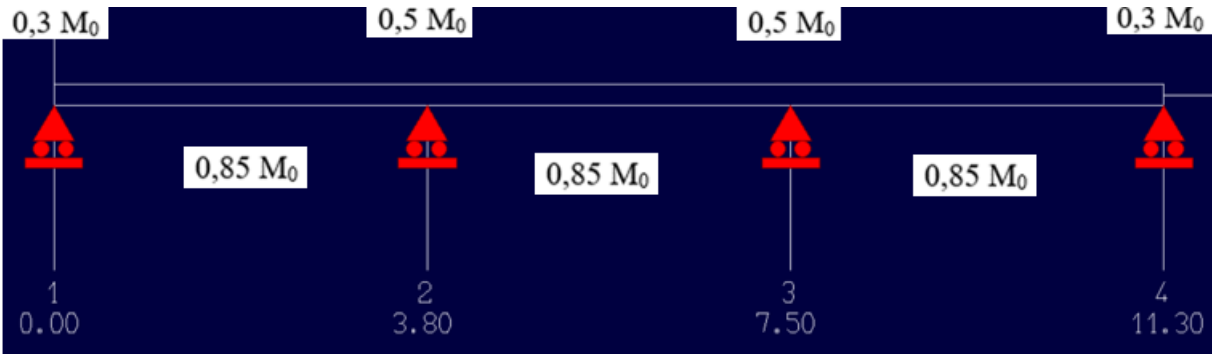
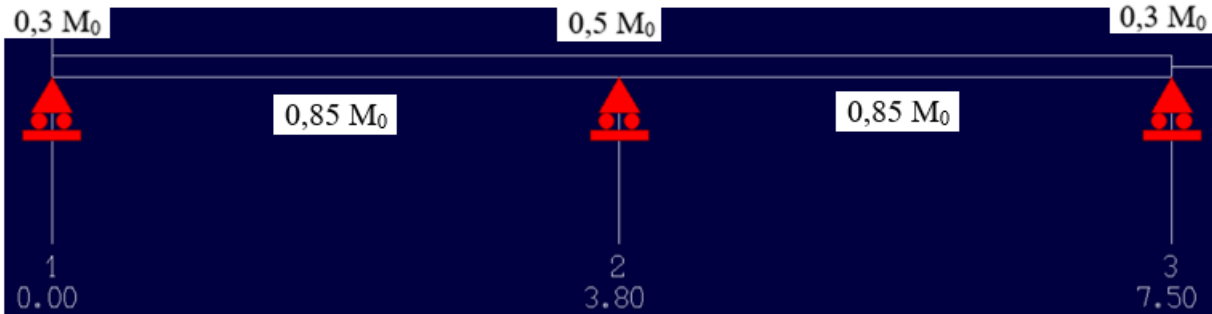
0.75 M → Pour une dalle intermédiaire.

Avec :

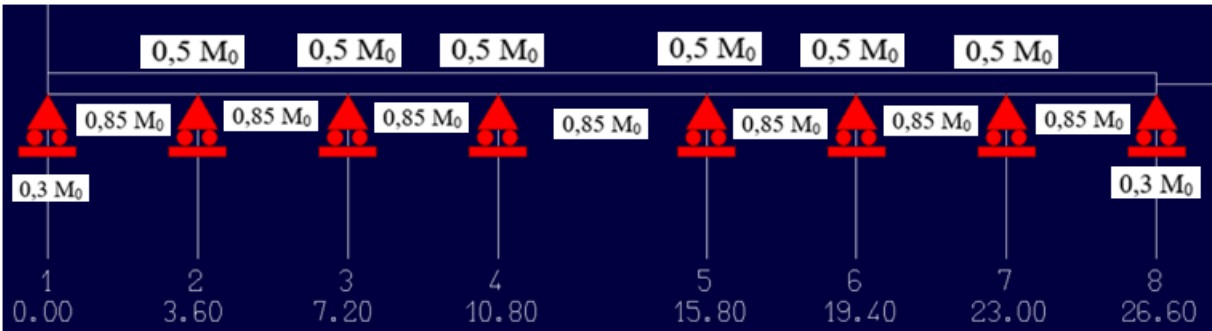
M : moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

Chapitre III : Etude des planchers

Sens X-X



Sens-Y-Y



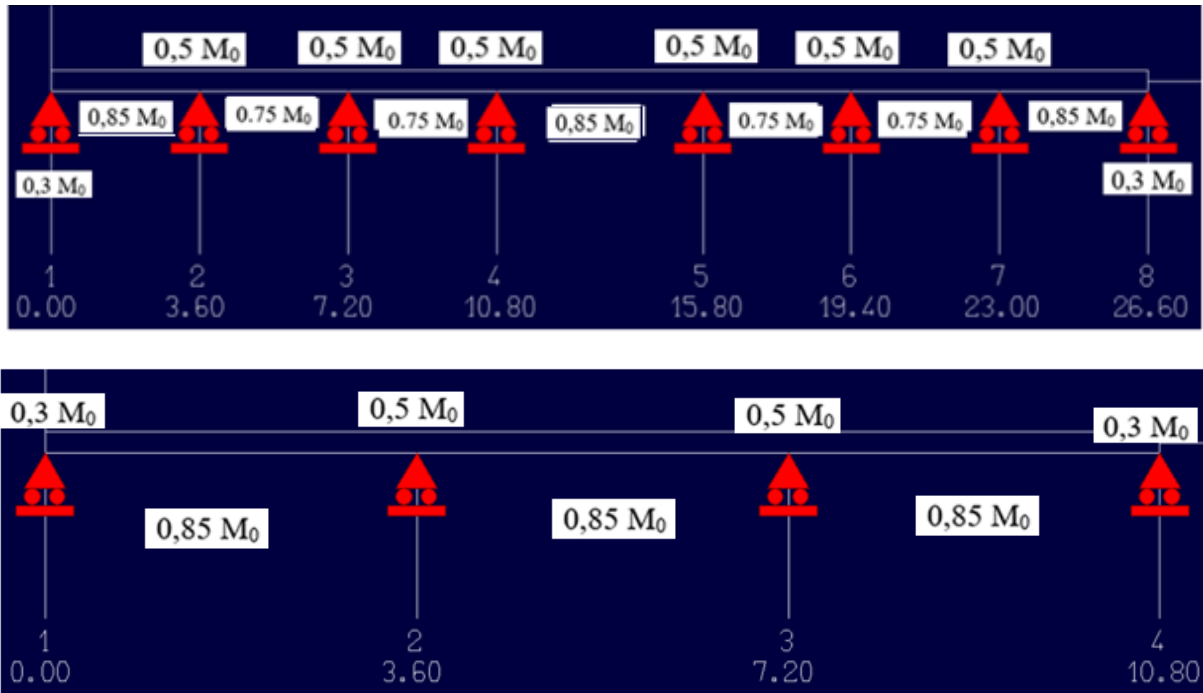


Fig.III.11 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

3.2 Calcul des moments fléchissant :

$$\rho = 0.76$$

	ELU	ELS
U _x	0.0608	0,0672
U _y	0.5274	0.658

Tableau III.15 : Tableau de U_x et U_y (BAEL P.66)

Etat limite ultime (E L U) : $\bar{q}_u = 1719.45 \text{ daN/ ml}$

Etat limite de service (E L S) : $\bar{q}_s = 1207 \text{ daN/ ml}$

pour :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

On aura :

Chapitre III : Etude des planchers

	ELU	ELS
M _x (N.m)	15095,94	11712,34
M _y (N.m)	7961,6	7706,7

Tableau III.16 : Tableau de M_x et M_y

X-X			Y-Y		
(N.m)	ELU	ELS	(N.m)	ELU	ELS
M _{app r} (0.3 M _x)	4528,78	3513,7	M _{app r} (0.3 M _y)	2388,48	2312,01
M _{app i} (0.5 M _x)	7547,97	5856,17	M _{app i} (0.5 M _y)	3980,8	3853,36
M _{trav r} (0.85 M _x)	12831,55	9955,5	M _{trav r} (0.85 M _y)	6767,36	6550,71
M _{trav i} (0.75 M _x)	11321,96	8784,2	M _{trav i} (0.75 M _y)	5971,2	5780,04

Tableau III.17 : Tableau des moments fléchissant

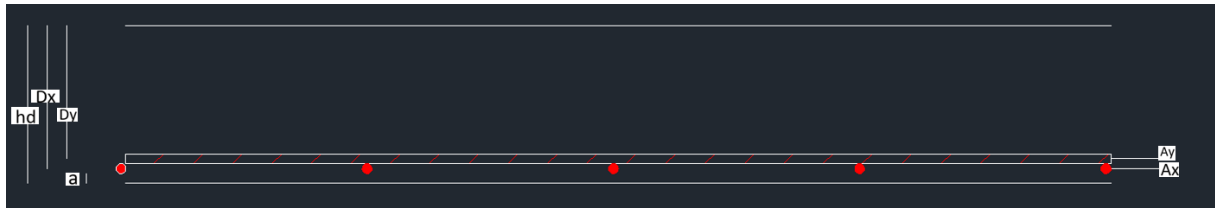


Fig.III.12 : Schéma représentatif de la coupe transversale de la dalle pleine

3.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens X-X :

En travées :

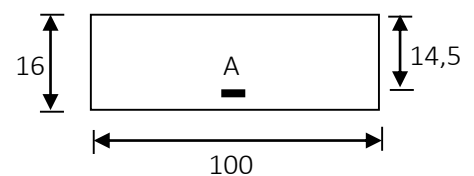
E.L.U :

$$M_{tx}^u = 12831,55 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{12831,55}{14,2 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_{AB} = 0,3542 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$



Chapitre III : Etude des planchers

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

Fig III.13: Section de calcul en travée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{12831,55}{348 \times 0.97 \times 14.5} = 2.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_r = 2.6 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25\text{cm})$$

E.L.S :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 9955,5 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{12831,5}{9955,5} = 1.288$$

$$\frac{1.286 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.395 > \alpha = 0.05$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 15\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront} \\ \text{Maintenues. (Aucune vérification pour } (\sigma_s)$$

Chapitre III : Etude des planchers

En appuis :

E.L.U :

$$M_{ax}^u = 7547.97 \text{ N.m}$$

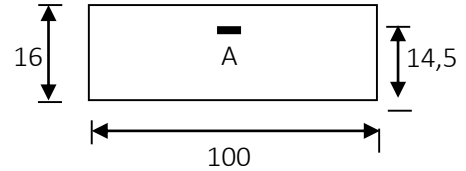
Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{7547.97}{14.2 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.0446$$

$$\mu = 0,0446 < \mu_{AB} = 0.3542 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Fig III.14 : Section de calcul en appui



$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.057$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977$$

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{7547.97}{348 \times 0.977 \times 14.5} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.53 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = 5856.17 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{7547.97}{5856.17} = 1.28$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\frac{1.28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 > \alpha = 0.057$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b = 12 \text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour (σ_s))

Sens Y-Y :

En travées :

E.L.U :

$$M_{ty}^u = 6767,36 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{6767,36}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0262$$

$$\mu = 0.0262 < \mu_{AB} = 0.3542 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,9867$$

Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{6767,36}{348 \times 0.9867 \times 13.5} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.46 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(4h_d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

Choix des armatures :

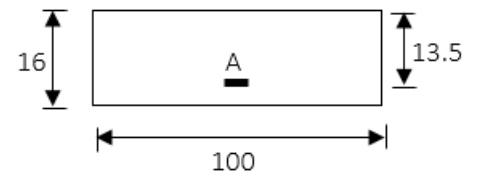


Fig III.15 : Section de calcul en travée

Chapitre III : Etude des planchers

$$4T10 \longrightarrow A = 3.14\text{cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

E.L.S

$$M_{ty}^{ser} = 6550,7 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{6767,36}{6550,7} = 1.03$$

$$\frac{1.03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.265 > \alpha = 0.033$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

(Aucune vérification pour (σ_s))

En appuis :

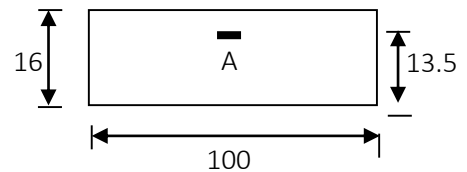
E.L.U :

$$M_{ay}^u = 3980,8 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{3980,8}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.015$$

$$\mu = 0.015 < \mu_{AB} = 0.3542 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$



$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa} \quad \text{Fig III.16 : Section de calcul en appui}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{3980,8}{348 \times 0.992 \times 13.5} = 0,85\text{cm}^2$$

Chapitre III : Etude des planchers

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \max(A_r; A_{\min}) \Rightarrow A_r = 1.28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10 \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

E.L.S :

$$M_{\text{ax}}^{\text{ser}} = 3853.38 \text{ N.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{\text{ser}}} = \frac{3980,8}{3853.38} = 1,03$$

$$\frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.265 > \alpha = 0.019$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right.$$

3.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

Effort tranchant [daN /ml]			Condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$		
T_x^u	T_y^u	T_{max}^u	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Il n'y a pas de reprise de bétonnage
$\frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$	$\frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$		$\frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d}$	$0.05 \times f_{c28}$	
2449.68	1075,35	2449,68	0.16	1.25	
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires					

Tableau III. 18 : Tableau de vérification des contraintes de cisaillements

Chapitre III : Etude des planchers

3.5 vérification de la flèche :

Donner en [cm]				Condition	$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$		$\rho < \frac{2}{f_e}$	
H	L	B	A _u		Formule		$\frac{A}{b \times d}$	$\frac{2}{f_e}$
16	380	100	3.14	Valeur	0.042	0.041	0.002	0.005
					Vérifiée		Vérifiée	
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.								

Tableau III.19 : Tableau de vérification de la flèche.

Sous-sol 1 :

Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) on a :

$$G = 607 \text{ daN/m}^2, Q = 500 \text{ daN/m}^2;$$

Puisque que c'est un plancher identique au plancher précédent on utilise la même méthode de calcul (méthode forfaitaire) mais cette fois ci en utilisant Microsoft EXCEL

G (Dp) =	607	daN/m ²
Q =	500	daN/m ²
<u>ELU :</u>		
qu =	1569,45	daN/m
qu =	15694,5	N/m
<u>ELS :</u>		
q ser =	1107	daN/m
q ser =	11070	N/m

Tableau III.20 : Tableau du calcul des charges

	ELU	ELS
M_x (N.m)	13779,01766	10741,9738
M_y (N.m)	7267,053916	7068,21873

Tableau III.21 : Tableau du calcul des moments

Chapitre III : Etude des planchers

$E =$	200000	MPa
$y_b =$	1,5	
F_{c28}	25	MPa
$y_s =$	1,15	
$F_{eE} =$	400	MPa
$1000 \varepsilon_L =$	1,73913043	
$\alpha_L =$	0,575	
$\mu_L =$	0,3542	
$\sigma_b =$	14,1666667	MPa
$\sigma_s =$	347,826087	MPa

Tableau III.22 : Tableau des données

Calculs des moments :

Sens X-X			Sens Y-Y		
N.m	ELU	ELS	N.m	ELU	ELS
$M_{app r}$ (0,3Mx)	4133,70529 9	3222,5921 3	$M_{app r}$ (0,3Mx)	2180,11617 5	2120,4656 2
$M_{app i}$ (0,5Mx)	6889,50883 2	5370,9868 8	$M_{app i}$ (0,5Mx)	3633,52695 8	3534,1093 7
$M_{app max}$	6889,50883 2	5370,9868 8	$M_{app max}$	3633,52695 8	3534,1093 7
$M_{trav r}$ (0,85Mx)	11712,1650 1	9130,6777	$M_{trav r}$ (0,85Mx)	6176,99582 9	6007,9859 2
$M_{trav i}$ (0,75Mx)	10334,2632 5	8056,4803 2	$M_{trav i}$ (0,75Mx)	5450,29043 7	5301,1640 5
$M_{trav max}$	11712,1650 1	9130,6777	$M_{trav max}$	6176,99582 9	6007,9859 2

Tableau III.23 : Tableau du calcul des moments en travées et en appuis

Sens X-X :

<u>Ferrailage en Travée ELU :</u>		
$\mu =$	0,03932181	
$\alpha =$	0,050158618	
$\beta =$	0,979936553	
$A_s =$	2,369785684	cm ²
$A_{min} =$	1,28	cm ²
$A =$	2,369785684	cm ²

Chapitre III : Etude des planchers

e min =	33	cm
e =	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diametre =	10	mm
ex =	25	cm
<u>Verification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :	$\gamma =$	1,2827268
4- FPN	Pas de verif σ	CV

Tableau III.24 : Tableau du ferrailage en travé

<u>Ferrailage en Appuis ELU :</u>		
$\mu =$	0,042617742	
$\alpha =$	0,054458468	
$\beta =$	0,978216613	
As =	1,461439925	cm ²
Amin =	1,28	cm ²
A =	1,461439925	cm ²
e min =	33	cm
e =	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diamètre =	10	mm
ex =	25	cm
<u>Vérification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :	$\gamma =$	1,29223602
4- FPN	Pas de vérifications σ	C.V

Tableau III.25 : Tableau du ferrailage en appuis

Chapitre III : Etude des planchers

Sens Y-Y

Sens Y-Y :		
<u>Ferrailage en Travee ELU :</u>		
$\mu =$	0,023924457	
$\alpha =$	0,030272132	
$\beta =$	0,987891147	
$A_s =$	1,331595427	cm ²
$A_{min} =$	1,28	cm ²
$A =$	1,331595427	cm ²
$e_{min} =$	44	cm
$e =$	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diametre =	10	mm
$e_y =$	25	cm
<u>Verification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :	$\gamma =$	1,02813088
4- FPN	Pas de verif σ_s	C.V

Tableau III.26 : Tableau du ferrailage en travées

<u>Ferrailage en Appuis ELU :</u>		
$\mu =$	0,01407321	
$\alpha =$	0,017717071	
$\beta =$	0,992913172	
$A_s =$	0,779329642	cm ²
$A_{min} =$	1,28	cm ²
$A =$	1,28	cm ²
$e_{min} =$	44	cm
$e =$	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diametre =	10	mm
$e_y =$	25	cm
<u>Verification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :	$\gamma =$	1,02813088
4- FPN	Pas de verif σ_s	C.V

Tableau III.27 : Tableau du ferrailage en appuis

Vérification des contraintes de cisaillement :

Effort tranchant [daN /ml]			Condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$		
T_x^u	T_y^u	T_{\max}^u	τ_u [MPa]	τ_u [MPa]	Il n'y a pas de reprise de bétonnage
$\frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$	$\frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$		$\frac{T_u^{\max}}{b \times d}$	0.05 x f_{c28}	
2235.98	981,5	2235.98	0.15	1.25	
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires					

Tableau III. 28 : Tableau de vérification des contraintes de cisaillements.

Vérification de la flèche :

Donner en [cm]				Condition	$\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$	$\rho < \frac{2}{f_e}$		
H	L	B	A_u		Formule	$\frac{h}{L_x}$	$\frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$	$\frac{A}{b \times d}$
16	500	100	3.14	Valeur	0.042	0.04	0.002	0.005
					Vérifiée		Vérifiée	
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.								

Tableau III.29 : Tableau de vérification de la flèche

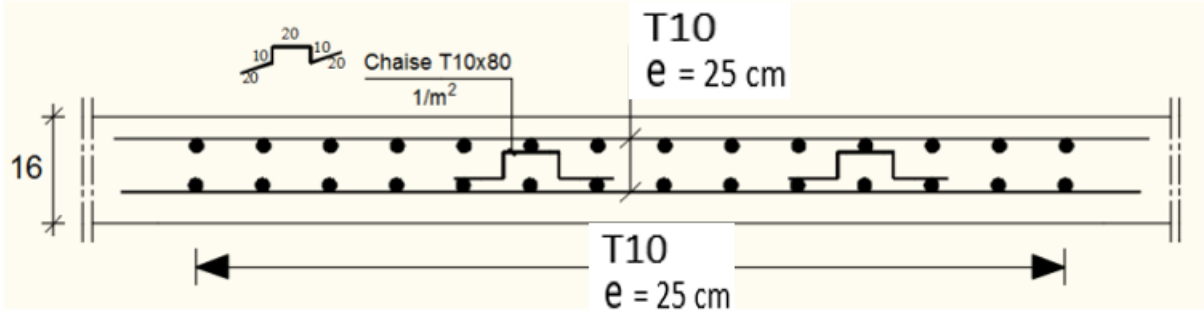


Fig III 17 : ferrailage de dalle pleine

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

1. Escalier :

1.1 Introduction :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

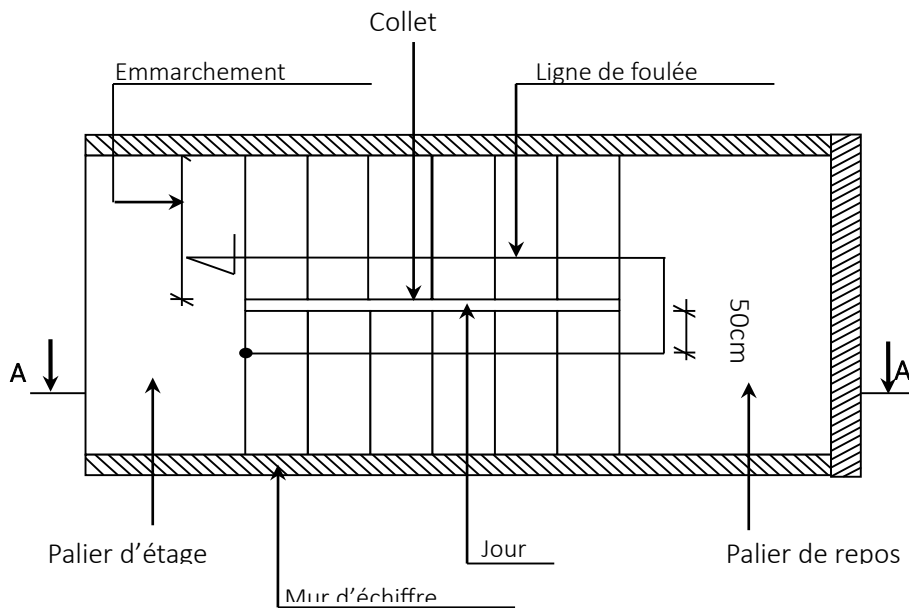


Fig IV.4: Les éléments constitutifs d'un escalier

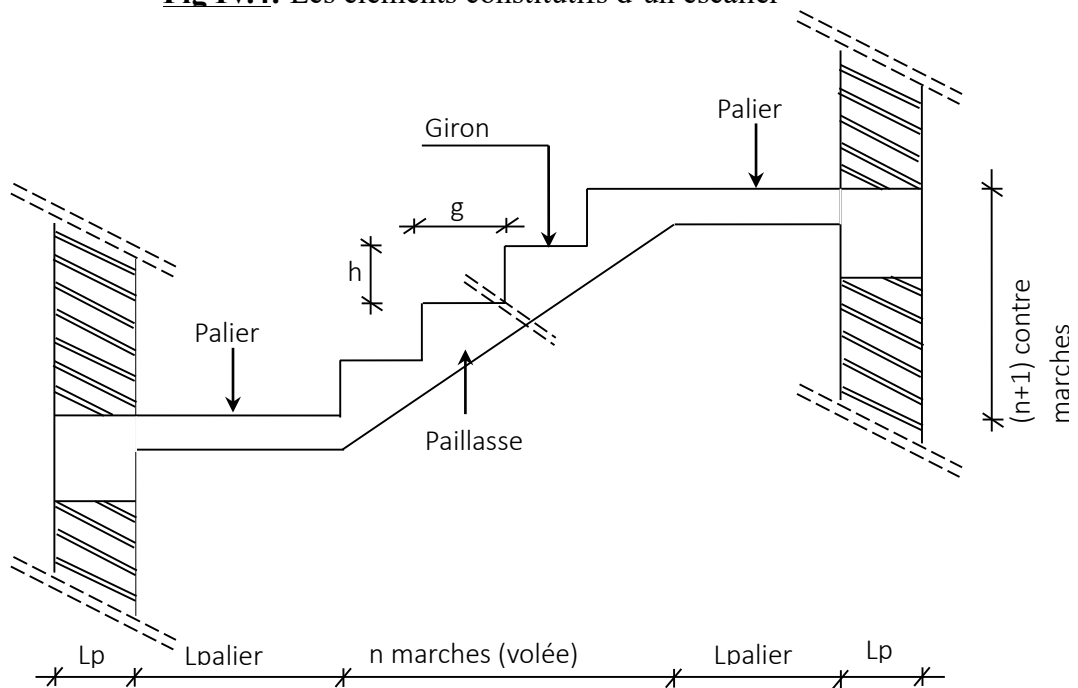


Fig IV.5: Coupe AA

1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Dans notre structure, le type d'escalier utilisé est un escalier à paillasses porteuse avec deux paliers intermédiaires,

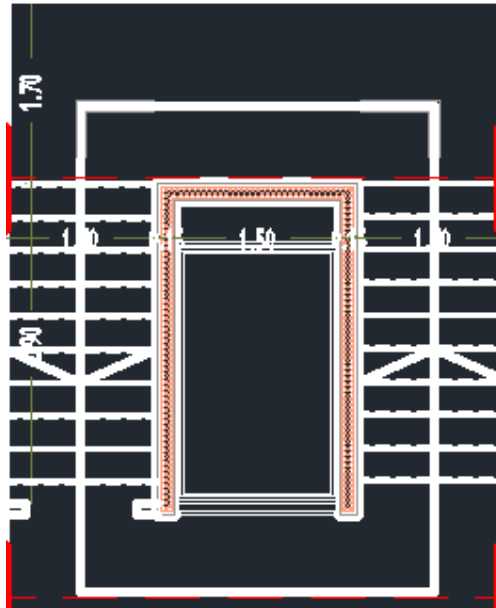


Fig.IV.6: Vue en plan de la cage d'escalier

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de «BLONDEL» suivante :
 $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$;

Avec :

h : La hauteur de la marche (**h = 17 cm**) ;

g : Le giron (Largeur de la marche (**g = 30 cm**)).

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Type 1 : la hauteur à franchir = 3,06 m

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Nbr des contres marches = 18 qui représente 9 marches par volé

Type 2 : la hauteur à franchir = 3,8 m

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{380}{17} = 22$$

Nbr des contres marches = 22 qui représente 11 marches par volé

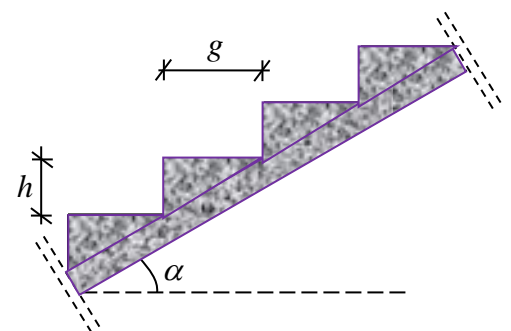


Fig IV.4: schémas de la paillasse

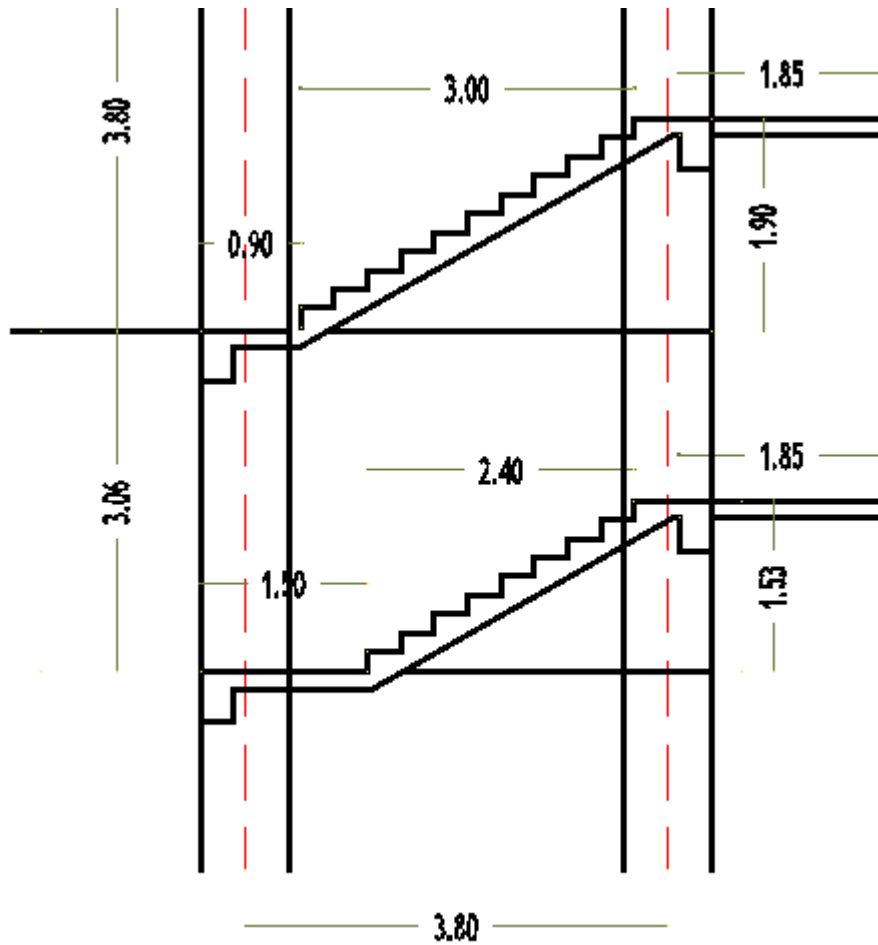


Fig IV.5: coupe verticale de l'escalier pour les deux types

Type 1 :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,5^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$\cos \alpha = \frac{240}{L_{\text{paillasse}}} \dots \dots \dots L_{\text{paillasse}} = 2,75 \text{ m}$$

D'où $L_{\text{volées}} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 2,75 + 1,20 = 3,95 \text{ m}$

Epaisseur de la paillasse : (paillasse porteuse)

Condition de résistance : $\frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{395}{30} < e_p < \frac{395}{20}$

D'où : $e_{p1} = (13.16 ; 19.75) \text{ cm}$; on prend: $e_{p1} = 16 \text{ cm}$.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Type 2 :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,5^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$\cos \alpha = \frac{300}{L_{\text{paillasse}}} \dots\dots\dots L_{\text{paillasse}} = 3,44 \text{ m}$$

d'où $L_{\text{volées}} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}} = 3.44 + 0.60 = 4.04 \text{ m}$

Epaisseur de la paillasse : (paillasse porteuse)

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{404}{30} < e_p < \frac{404}{20}$$

D'où : $e_{p1} = (13.46 ; 20.2) \text{ cm}$; on prend: $e_{p1} = 16 \text{ cm}$.

1.3 Descente de charges :

- **Volée :**

- **Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose+sable) **104 daN/m²**
- Revêtement vertical ($104 \times \frac{h}{g}$) **58.93 daN/m²**
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{2}$) **187 daN/m²**
- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{e_{p1}}{\cos \alpha}$) **459.77 daN/m²**
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$) **31.00 daN/m²**

- **Charges d'exploitation :**

G= 840.73 daN/m²

Locaux à usage d'habitation ou bureau → **Q= 250 daN/m²**.

- **Palier :**

- **Charges permanentes :**

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable) **104 daN/m²**
- Poids propre du palier ($2500 \times e_{p1}$) **400 daN/m²**
- Enduit au ciment ($18 \times 1.5\text{cm}$) **27 daN/m²**

- **Charges d'exploitation :**

G= 531 daN/m²

Locaux à usage d'habitation ou bureau → **Q = 250 daN/m²**.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

E.L.U :

$$Q_{uv} = 1,35 \times 840,73 + 1,5 \times 250 = 1509,99 \times 1 = 1509,99 \text{ daN/m}$$

$$Q_{up} = 1,35 \times 531 + 1,5 \times 250 = 1091,85 \times 1 = 1091,85 \text{ daN/m}$$

E.L.S :

$$Q_{serv} = 840,73 + 250 = 1090,73 \times 1 = 1090,73 \text{ daN/m}$$

$$Q_{serp} = 531 + 250 = 781 \times 1 = 781 \text{ daN/m}$$

L'étude du premier type d'escalier :

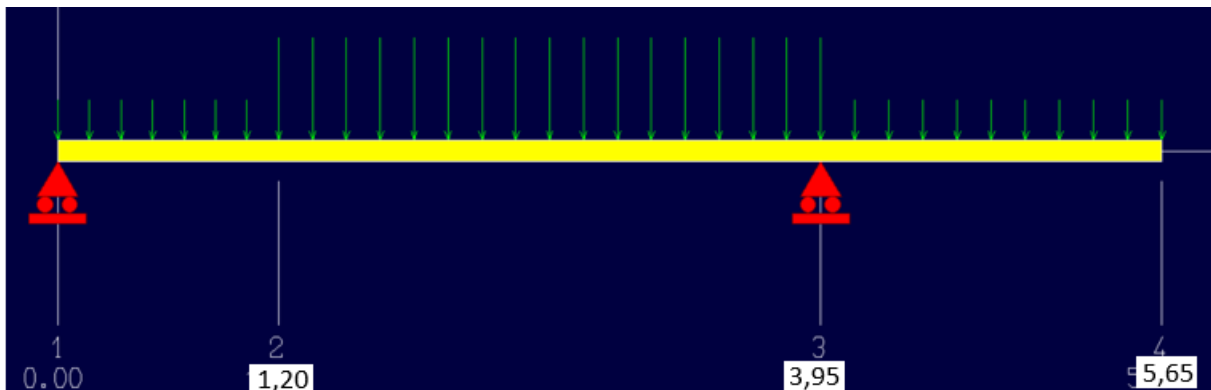


Fig IV.6: schémas statiques des escaliers types 1

On utilise la méthode des sections :

1 – on calcul RA et RB.

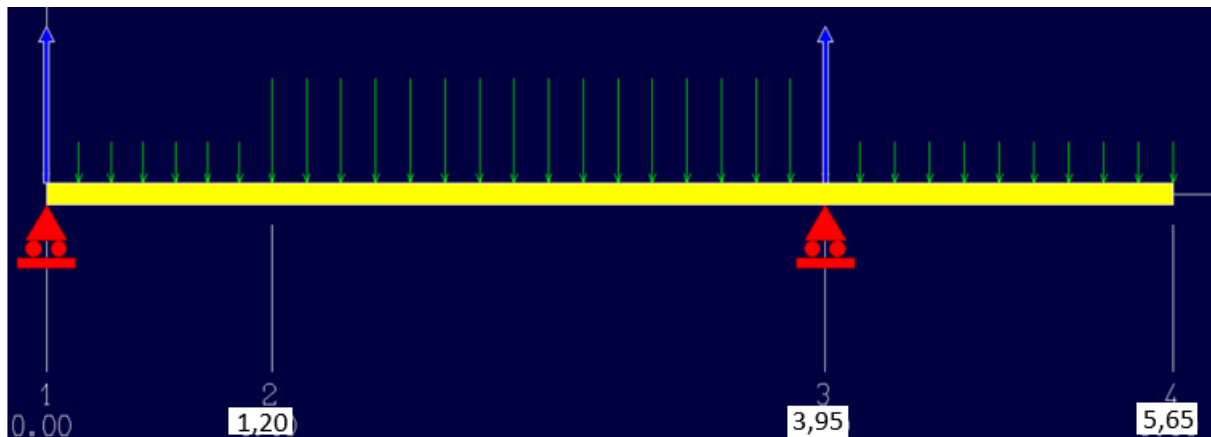


Fig IV.7: schémas statique contient RA et RB

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A + R_B - Q_p \times 1,2 - Q_p \times 1,7 - Q_v \times 2,75$$

$$R_A + R_B = 7318,84 \text{ daN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -3,95 \times R_B + Q_v \times 2,75 \times (1,2 + 2,75/2) + Q_p \times 1,2 \times 1,2/2 + Q_p \times 1,7 \times (3,95 + 1,7/2) = 0$$

$$R_B = 5161,58 \text{ daN}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

RA=2157.26 daN

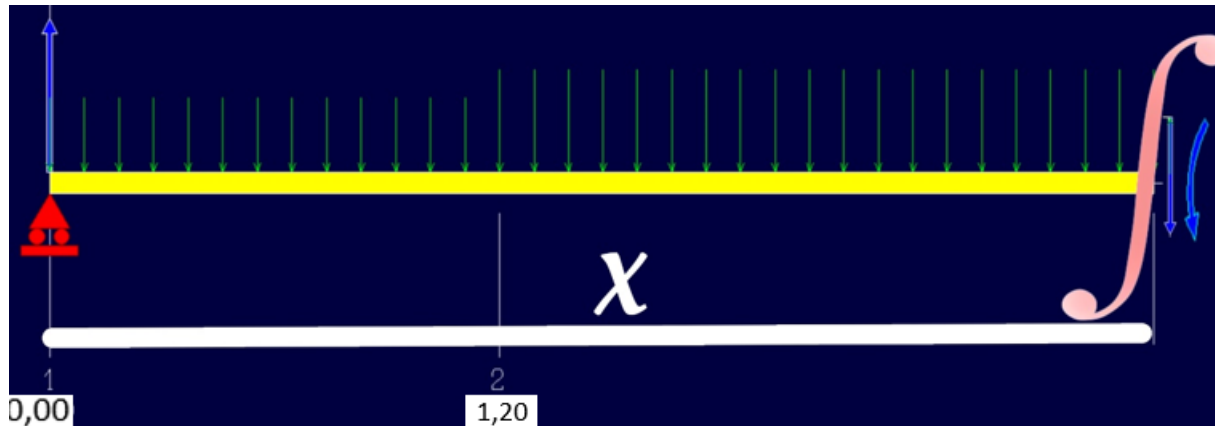


Fig IV.8: schémas de la méthode des sections

$$\Sigma F/y = 0$$

$$RA - Q_p \times 1.2 - Q_v \times (x - 1.2) - T = 0$$

$$T(x) = -1509.99 x + 2531.03$$

$$T(1.2) = 719.04 \text{ daN} ; T(3.95) = -3433.43 \text{ daN}$$

$$\Sigma M/o = 0$$

$$-M + RA \times x - Q_v \times (x - 1.2) \times ((x - 1.2)/2) - Q_p \times 1.2 \times (x - 1.2 + 0.6) = 0$$

$$M(x) = -754.995 x^2 + 2659.02 x - 301.06$$

$$M(1.2) = 1802.57 \text{ daN.m}$$

$$M(3.95) = -1577.74 \text{ daN.m}$$

$$T=0 \rightarrow -1509.99 x + 2531.03 = 0 \rightarrow x = 1.67 \text{ m}$$

$$M(1.67) = 2033.9 \text{ daN.m}$$

$$M1 = M - 0.2 \times M_{\max}$$

$$M1 = 1627.12 \text{ daN.m}$$

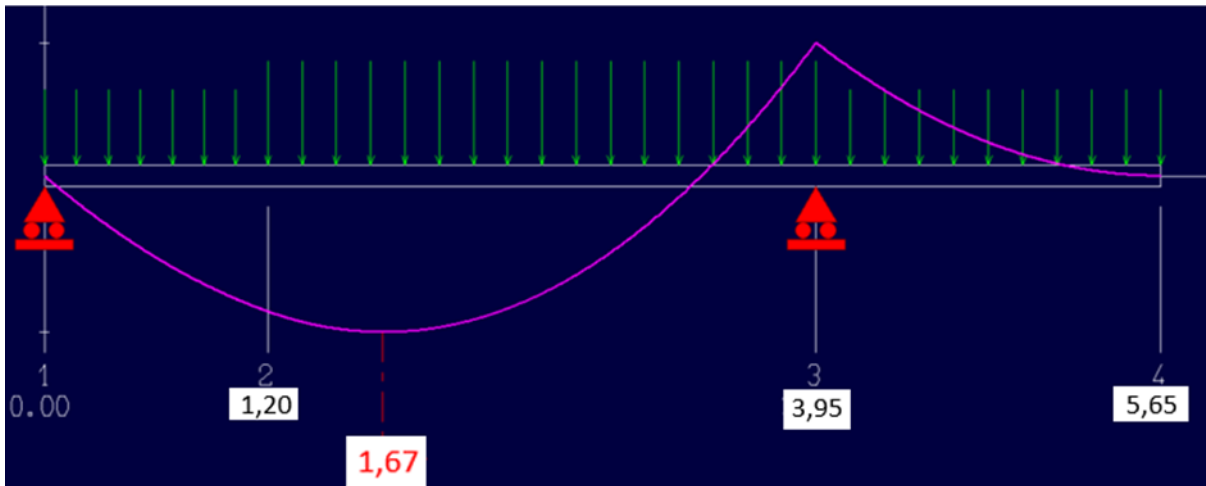


Fig IV.9: diagramme du moment

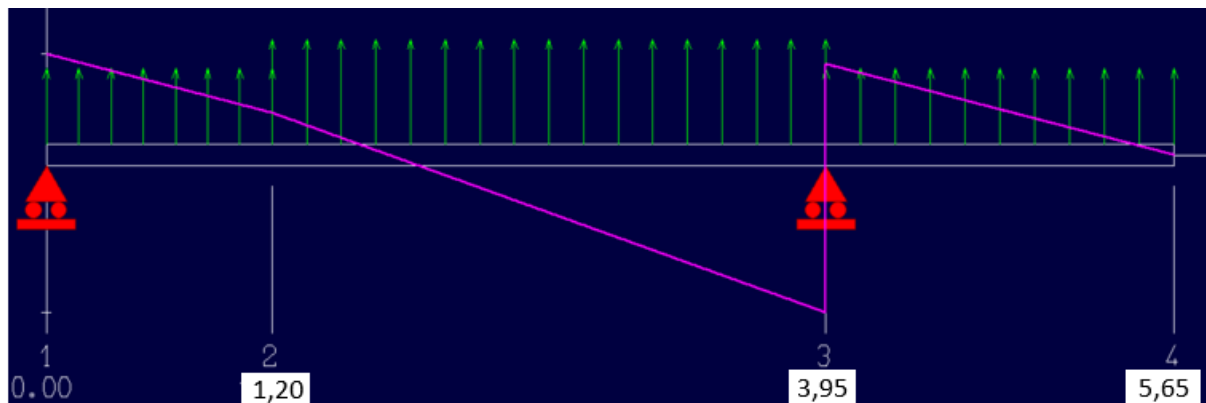


Fig IV.10: diagramme de l'effort tranchant

1.4. Ferrailage des escalier type 1 :

$$\mu = \frac{16271,2}{14,2 \times 100 \times 14,4^2} = 0,055 < \mu_L \text{ alors } \bar{A} \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,07$$

$$\beta = 0,972$$

$$A = \frac{16271,2}{348 \times 0,972 \times 14,4} = 3,34 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix } 5 \text{ T } 10 = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 1176,5 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M^u}{M^{ser}} = \frac{1627,12}{1176,5} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,07$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Les armatures transversales :

$$A_r^t \geq \frac{A_l}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 8 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ (e = 25 cm)}$$

L'étude du deuxième type d'escalier :

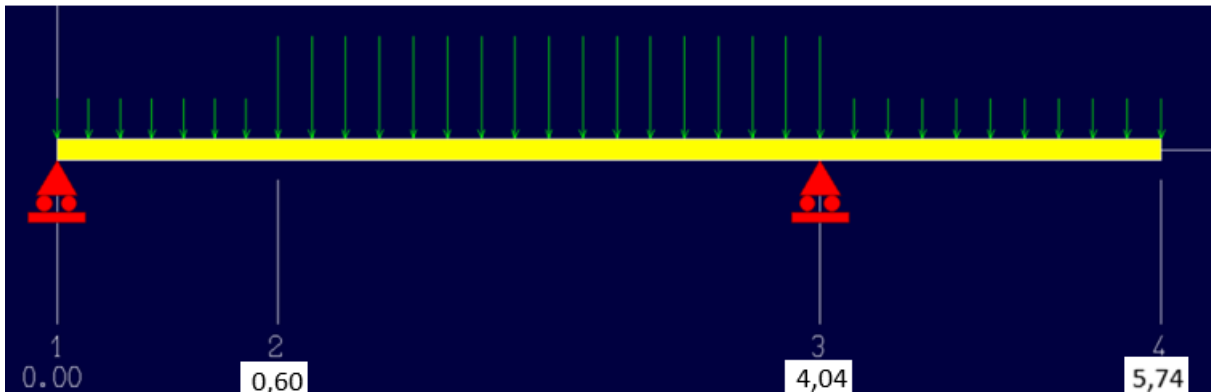


Fig IV.11: schémas statiques des escaliers types 2

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

On utilise la méthode des sections :

1. On calcul RA et RB.

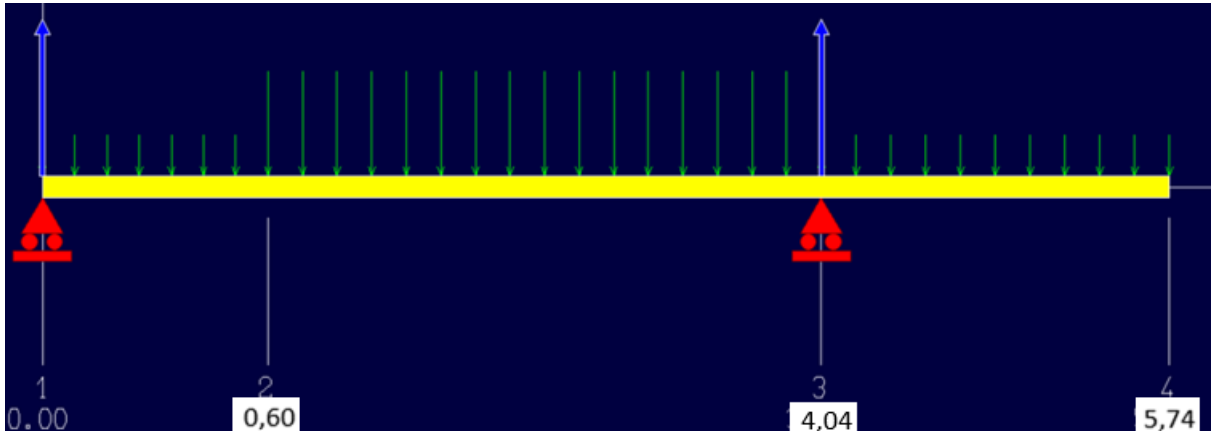


Fig IV.12: schémas statique contient RA et RB

$$\Sigma F/y = 0$$

$$RA + RB - Q_p \times 0,6 - Q_v \times 1,7 - Q_v \times 3,44$$

$$RA + RB = 7705,62 \text{ daN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow -4,04 \times RB + Q_v \times 3,44 \times (0,6 + 3,44/2) + Q_p \times 0,6 \times 0,6/2 + Q_p \times 1,7 \times (4,04 + 1,7/2) = 0$$

$$RB = 5356,19 \text{ daN}$$

$$RA = 2349,43 \text{ daN}$$

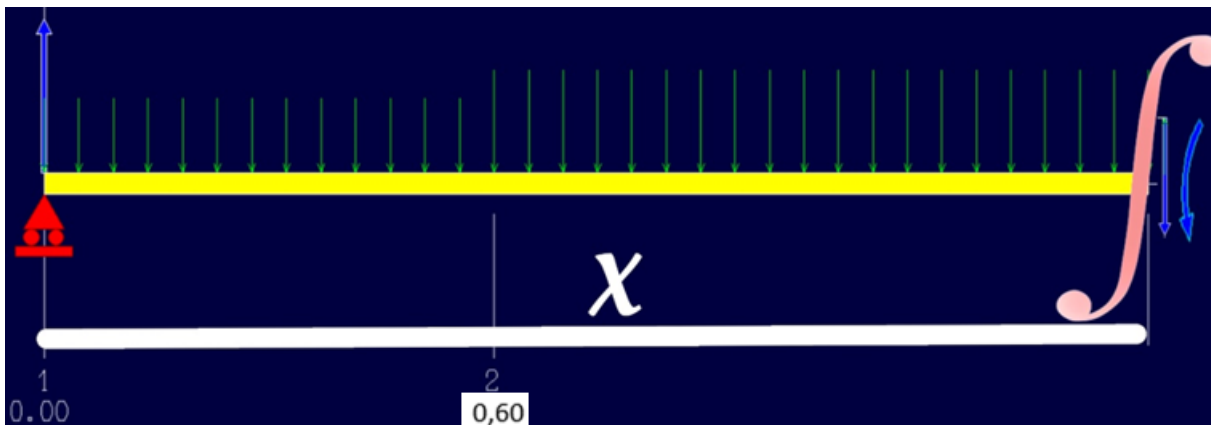


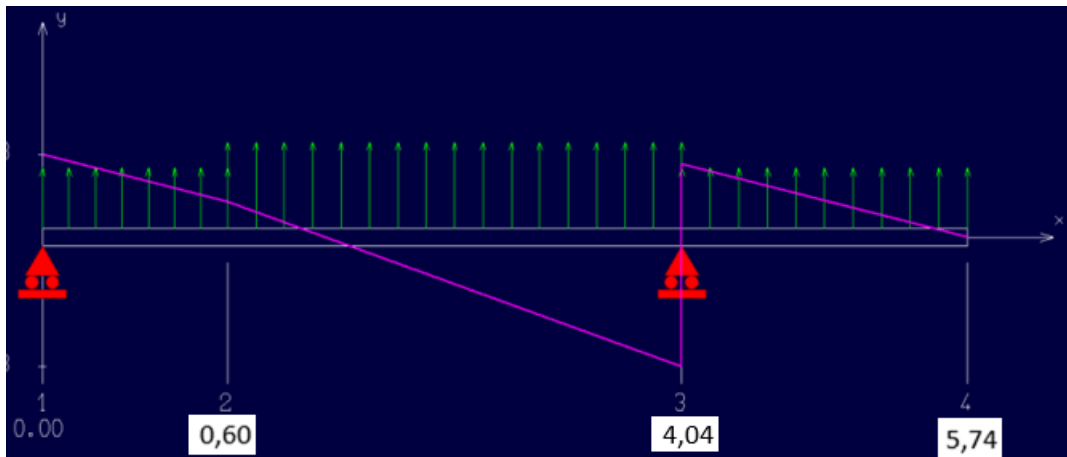
Fig IV.13: schémas de la méthode des sections

$$\Sigma F/y = 0$$

$$RA - Q_p \times 0,6 - Q_v \times (x - 0,6) - T = 0$$

$$T(x) = -1509,99 x + 2600,43$$

$$T(0,6) = 1694,4 \text{ daN} ; T(4,04) = -3499,9$$



Fig

Fig IV.14: diagramme de l'effort tranchant

$$\Sigma M/o = 0$$

$$-M + RA \times x - Qv \times (x-0,6) \times ((x-0,6) / 2) - Qp \times 0,6 \times (x-0,6+0,3)$$

$$M(x) = -754,995 x^2 + 2599,31 x - 75,265$$

$$M(0,6) = 1212,53 \text{ daN.m}$$

$$M(4,04) = -1896,75 \text{ daN.m}$$

$$T=0 \rightarrow -1509,99 x + 2600,43 = 0 \rightarrow x = 1,72 \text{ m}$$

$$M(1,72) = 2161,98 \text{ daN.m}$$

$$M1 = M - 0,2 \times M_{\max}$$

$$M1 = 1729,58 \text{ daN.m}$$

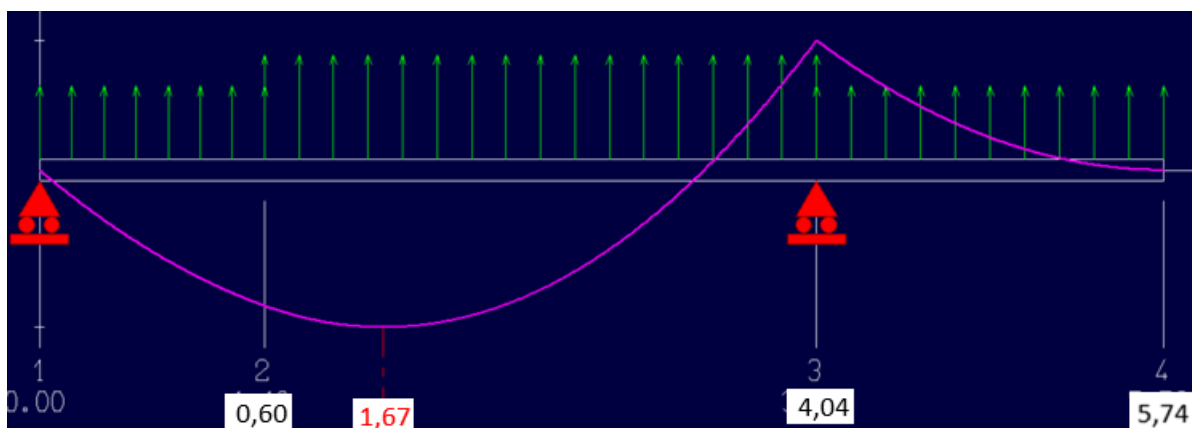


Fig IV.15: diagramme du moment

$$\mu = 0,058 < \mu_L \text{ alors } \dot{\Delta} \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,07$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\beta = 0.972$$

$$A = \frac{17295,8}{348 \times 0.972 \times 14,4} = 3,55 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 3,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 5 \text{ T } 10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ (e = 20 cm)}$$

Vérification E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 1253,58 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M''}{M_{\text{ser}}} = \frac{1729,58}{1253,58} = 1,38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.07$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Les armatures transversales :

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ T } 8 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml (e = 25 cm)}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u \text{ max} = 34999,37 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\tau_u = 0.186 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

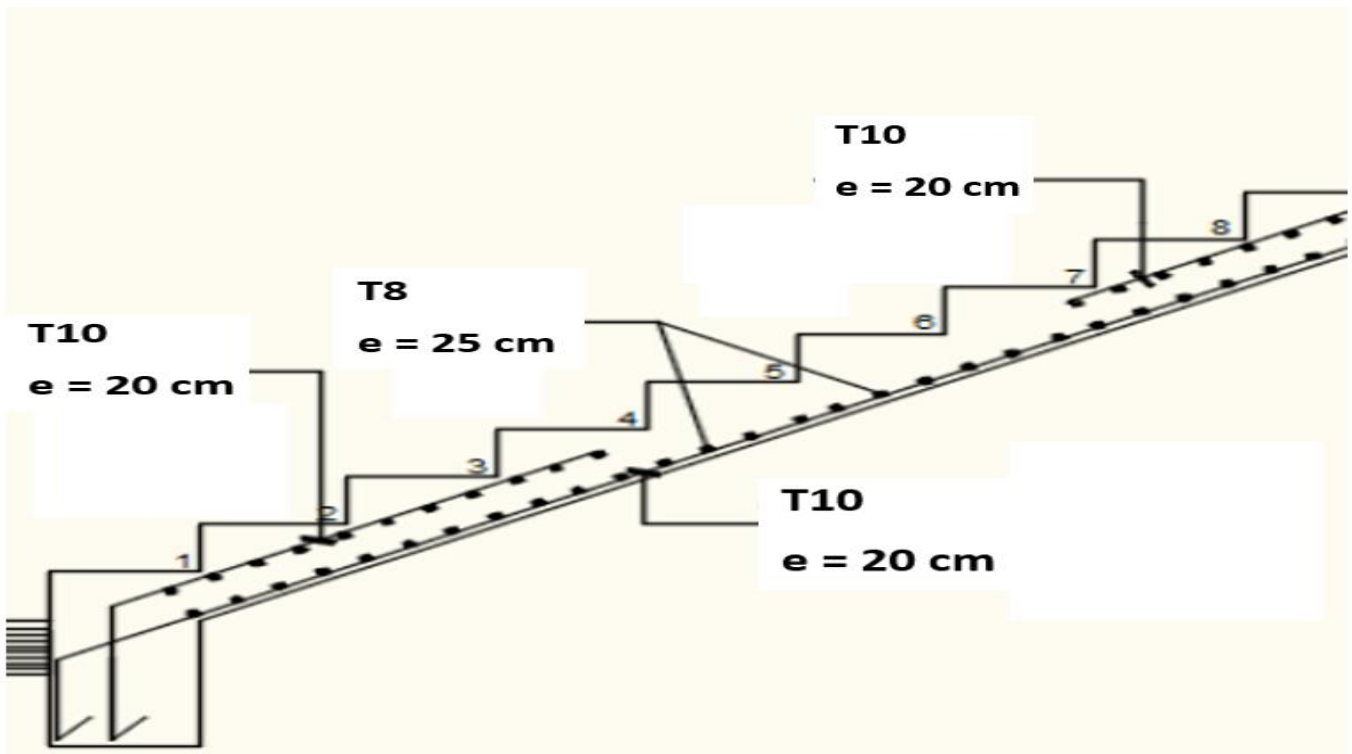


Fig IV.16: dessin de ferrailage des escaliers

2. étude de la poutre de palier :

Pré-dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

Critère de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L : Longueur de la poutre ;

h : Hauteur totale de la poutre

b : Largeur de la poutre.

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

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

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

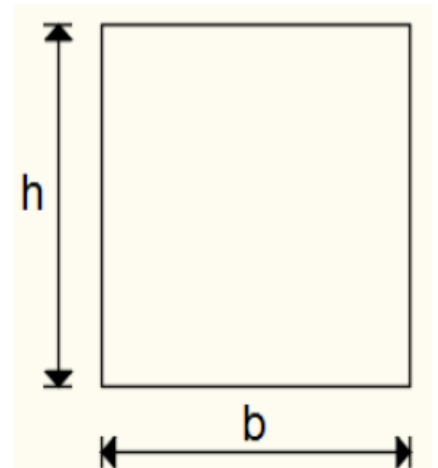


Fig IV.17 : Section transversale d'une poutre.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

L = 500 cm

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33,3 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prendra : b = 30 cm ; h = 50 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

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

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$0,25 \geq 1,667 \geq 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées

Donc : la section de la poutre palier est de dimension (30×50) cm².

Calcul des charges :

Calcul du poids propre G de la poutre :

$$G = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$G = 0,3 \times 0,5 \times 2500 = 375 \text{ daN/ml}$$

La réaction de la volée et du palier :

$$R_b = 5356,19 \text{ daN}$$

Combinaison fondamentales :

E.L.U :

$$Q_u = G + R_b$$

$$Q_u = 375 \times 1,35 + 5356,19 = 5862,44 \text{ daN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_{\text{ser}} = G + R_b \text{ service}$$

$$Q_{\text{ser}} = 375 + 3852,76 = 4227,76$$

Schéma statique :

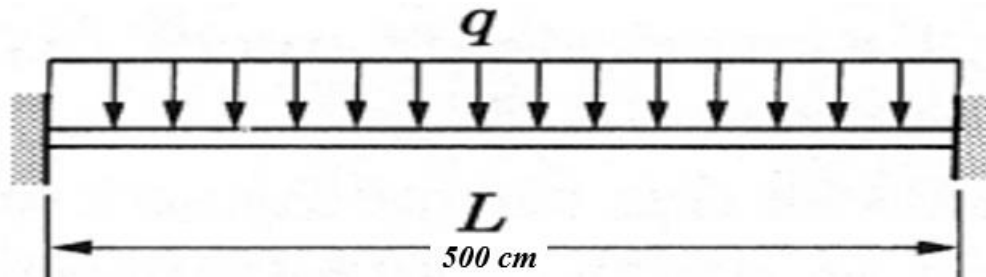


Fig IV.18 : Schéma statique de la poutre palier

Calcul du moment fléchissant en travée a L'ELU :

$$M_t^u = \frac{Qu \times l^2}{24} = \frac{5862,44 \times 5^2}{24} = 6106,7 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant en appuis a L'ELU :

$$M_a^u = \frac{Qu \times l^2}{12} = \frac{5862,44 \times 5^2}{12} = 12213,41 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant en travée a L'ELS :

$$M_t^s = \frac{Qu \times l^2}{24} = \frac{4227,76 \times 5^2}{24} = 4403,91 \text{ daN.m}$$

Calcul du moment fléchissant en appuis a L'ELS :

$$M_a^s = \frac{Qu \times l^2}{12} = \frac{4227,76 \times 5^2}{12} = 8807,83 \text{ daN.m}$$

	ELU	ELS
M travée	6106,7	4403,91
M appuis	12213,41	8807,83

Tableau IV.1 : Les moments en travée et en appuis

Calcul du ferrailage :

En travées :

$$\mu = \frac{61067,08}{14,2 \times 30 \times 45^2} = 0,07 < \mu_L \text{ alors } \lambda \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,96$$

$$A = \frac{61067,08}{348 \times 0,96 \times 45} = 4,05 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times (Ft28/Fe) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 4,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Vérification E.L.S :

$$M_{ser} = 4403,91 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^\mu}{M_t^{ser}} = \frac{61067,08}{44039,1} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,092$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Calcul du ferrailage :

En appuis :

$$\mu = \frac{122134,16}{14,2 \times 30 \times 45^2} = 0,14 < \mu_L \text{ alors } \lambda \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,192$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,923$$

$$A = \frac{122134,16}{348 \times 0,923 \times 45} = 8,45 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times (F_{t28}/F_e) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 8,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Vérification E.L.S :

$$M_{ser} = 8807,83 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Ma^u}{Ma^{ser}} = \frac{122134,16}{88078,3} = 1,38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.092$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

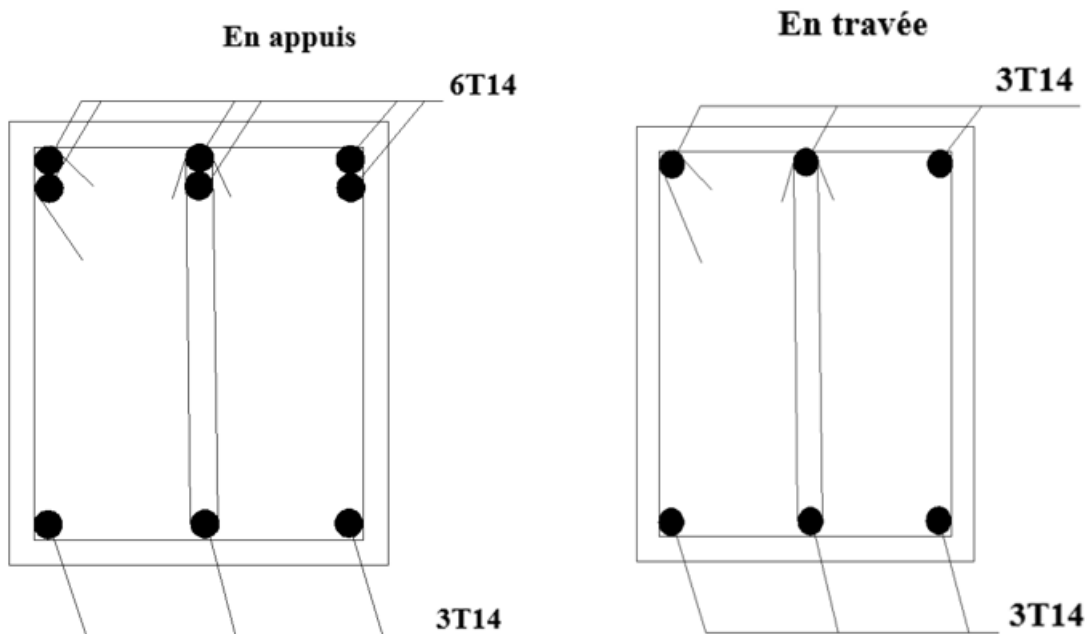


Fig IV.19 : dessin de ferrailage de la poutre du palier

3. Les balcons :

3.1 Introduction :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ».

Dans notre structure ; on a deux types de balcon :

Type 1 : ce type de balcon Surplombant l'extérieur

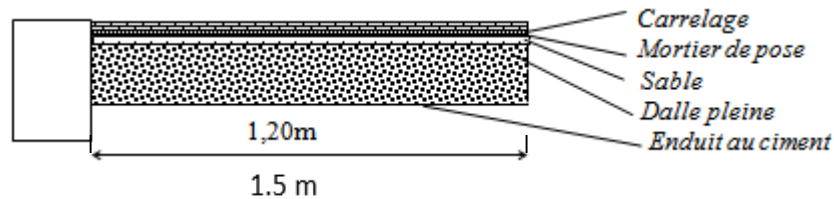


Fig.IV.20 : Coupe sur balcon

3.2 Descente de charges :

a. Charges permanentes :

Carrelage + mortier de pose + sable	104 daN/m ²
Dalle pleine en béton armé (16cm) 2500×0,16	400 daN/m ²
Enduit en ciment (1.5cm)	27 daN/m ²

$$G = 531 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$g = G \times 1.00 = 531 \text{ daN/m}_L$$

Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \cdot h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 10 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (90 + 2 \times 18 \times 1.5) = 144 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1,00 \text{ m} \Rightarrow P = 144 \times 1 = 144 \text{ daN}$$

b. Surcharges d'exploitation :

$$\text{Balcon pour locaux à usage habitation : } Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/ml.}$$

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec : } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra : $\phi = 10 \text{ mm}$.

Calcul de l'enrobage :

$$C = a + \frac{\phi}{2} \quad a = 2 \text{ cm (fissuration préjudiciable)}$$

$$C = (20 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 25 \text{ mm}.$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - C = 16 - 2.5 = 13.5 \text{ cm}$$

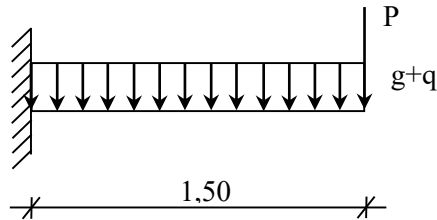


Fig.IV.21 : Schéma statique du balcon

3.3 Moments fléchissant

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -[1,35g + 1,5q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L = -[1,35 \times 531 + 1,5 \times 350] \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 144 \times 1,5$$

$$M_u = -1688,68 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -[g + q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[514 + 350] \frac{1,5^2}{2} - 144 \times 1,5$$

$$M_{ser} = -1207,125 \text{ daN.m}$$

3.4 Calcul du ferrailage :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_u = -1688,68 \text{ daN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{16886.8}{14.2 \times 100 \times 13.5^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_{AB} = 0.354 \Rightarrow A' N \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.9692$$

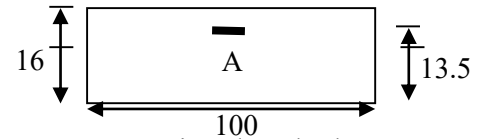


Fig.IV.22 : Section de calcul

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16886.8}{348 \times 0.9692 \times 13.5} = 3.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = \max(A_a, A_{\min}) \dots \dots A_a = 3.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$(T10 \longrightarrow e \rightarrow 20 \text{ cm}).$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{ser} = -1207.125 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1688.68}{1207.125} = 1.4$$

$$\frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \alpha = 0.077 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Armatures de répartition :

$$A_R = \frac{A}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T8 / \text{ml} \longrightarrow A = 2.58 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(T8 \quad \text{---} e \Rightarrow 20\text{cm}).$$

3.5 Calcul des armatures transversales :

$$\begin{aligned} T_u^{\max} &= (1.35g + 1.5q) \cdot L + 1.35P \\ &= (1.35 \times 531 + 1.5 \times 150) \times 1.55 + 1.35 \times 809,1 \end{aligned}$$

$$T_u^{\max} = 2034,135 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{20341.35}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0.15 \text{ MPa} \quad .$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.186 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3.6 Calcul de la flèche :

Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \Rightarrow 0.1 > 0.05 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.28}{100 \times 13.5} = 0.00465 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{C.V.}$$

Conclusion ;

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

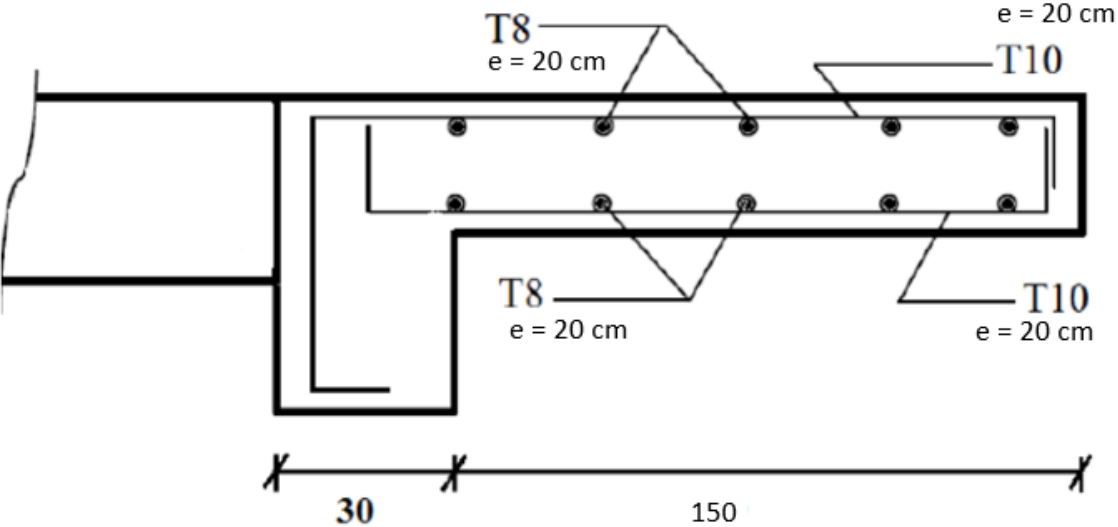


Fig.IV.23 : ferailage balcon exterieure

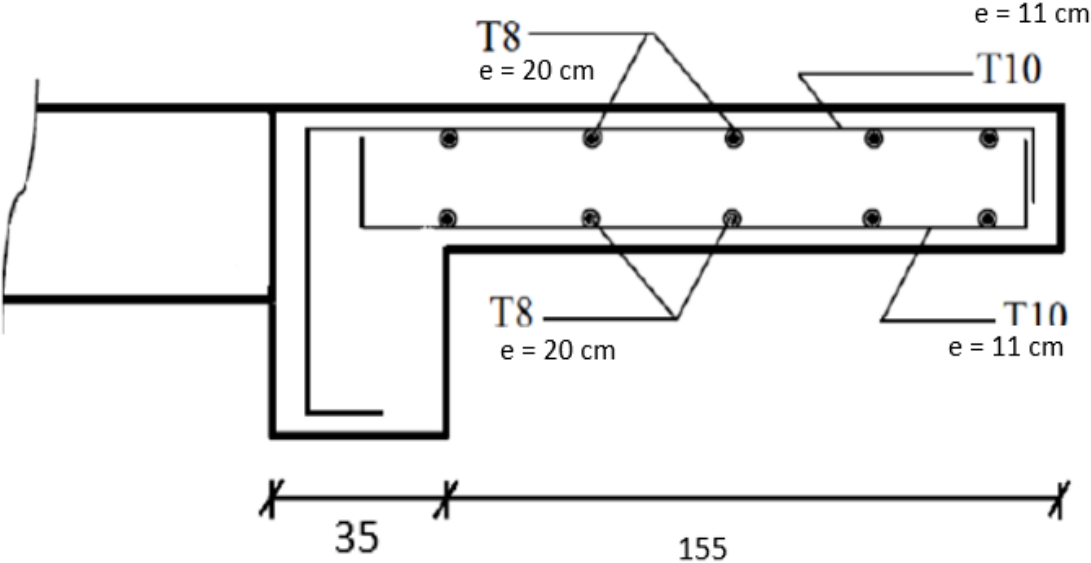


Fig.IV.24 : ferailage balcon chambre

4. Etude de l'acrotère :

4.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve sur la partie supérieure du bâtiment. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à son poids (WP) et une charge horizontale dû à la main courante (Fp).

➤ Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement des eaux pluviales sur la façade ;
- Donne un aspect esthétique
- Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible ; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous

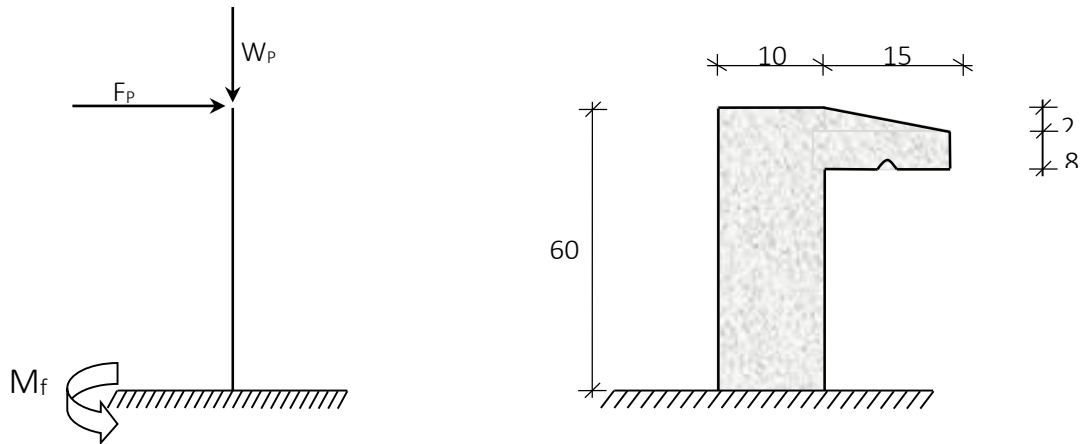


Fig.IV.25 : Dimension de l'acrotère

4.2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le R.P.A.99 (version 2003).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

a. Détermination des sollicitations :

Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = V \cdot \rho = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.10 + 0.08) \times 0.15}{2} \right] \times 1 \times 2500 \Rightarrow W_p = 183.75 \text{ daN.}$$

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

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1] .

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75 \dots\dots\dots F_p = 88.2 \text{ daN}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

L (m)	W _p (daN)	F _p (daN)	ELU			ELS	
			N _u = 1,35W _p (daN)	M _u = 1,5F _p × L (daN.m)	T _u = 1,5F _p (daN)	N _{ser} = W _p (daN)	M _{ser} = F _p × L (daN.m)
0,60	183.75	88.2	248.06	79.38	132.3	183.75	52.92

Tableau IV.2 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de l'acrotère.

b. Détermination de la section des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

Position du point d'application de l'effort normal (N) :

➤ État limite ultime (E.L.U.) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.38}{248.06} = 0.32m$$

$$e_0 = 0.32m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03m$$

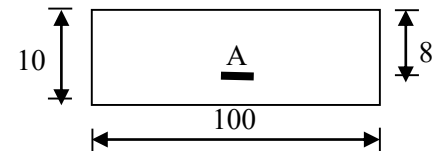
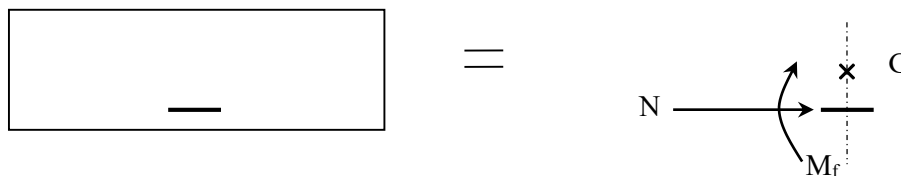


Fig.IV.26: Section de calcul

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

N → x C



$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{868.2}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 < \mu_{AB} = 0.354 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = A/4 = 0.25/4 \quad A_r = 0.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité): [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29\text{m}$$

$$e_0 = 0.29\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section ⇒ la section est partiellement comprimée (S.P.C)

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Détermination des contraintes :

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section

$\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

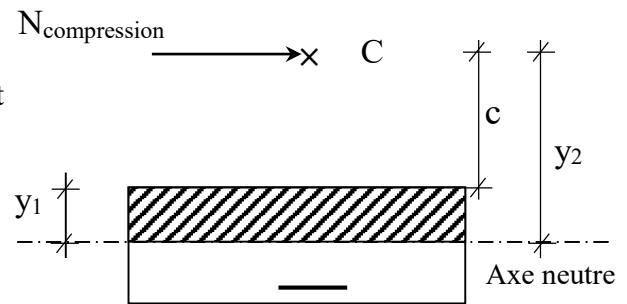


Fig.IV.27 : Position de centre de pression

Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24\text{cm} \Rightarrow c = -24\text{cm}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)$$

$$p = -1614.82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2$$

$$q = 24026.11$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 3121.98y_2 + 659283 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026.11}{2 \times (-1614.82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614.82}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614.82}{3}} = 46.40$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 46.4 \times \cos(54.58) = 26.89\text{cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -46.19\text{cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 19.30\text{cm} \\ y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 26.89\text{cm} \end{array} \right.$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.89 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.89\text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 202 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1323}{100 \times 8 \times 100} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures

Chapitre V :

Etude Sismique

1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi par certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure réelle.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour le calcul dynamique, un logiciel de calcul automatique par élément finis « **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014** » et le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien « **RPA99/Version 2003** »

2. Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

2.1 Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à sa base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation par rapport axe verticale) [RPA99 v.2003/4.3.2].

2.2 Présentation de logiciel :

Le Robot Structural Analysis Professional 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception :

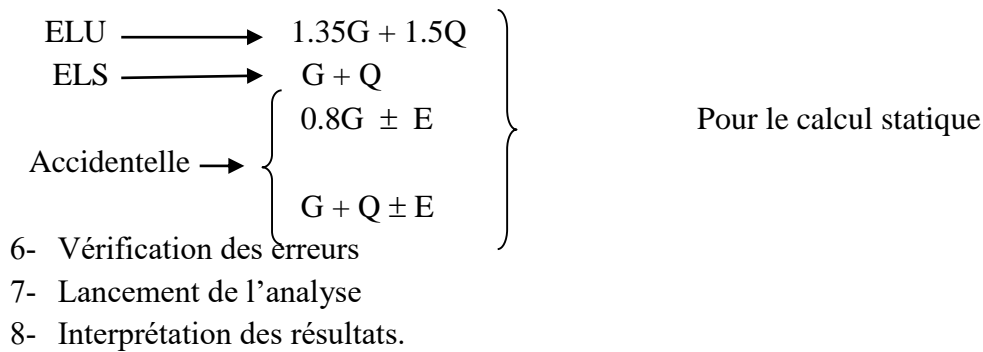
D'après logiciel on va déterminer :

- Les périodes propres.
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

2.3 Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- 1- Dessiner les Axes, les poteaux, les poutres, les planchers et les escaliers.
- 2- Distribuer les charges G et Q et faire translation pour tous les étages après les définir.
- 3- Définir la liaison rigide au nœud situer au milieu de la structure et faire translation pour tous les étages après les définir.
- 4- Définir l'analyse Modale et l'analyse sismique en ajoutant tous les données nécessaires
- 5- Entrer les combinaisons manuellement.



3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

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

3.1 Méthode statique équivalente :

A-Principe de la méthode : [Article 4.2.1 \RPA99 (version 2003)]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99, version 2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement global de la structure
- W** : Poids de la structure.

b-Condition d'application : [Article4.1.2\RPA 99, version 2003]

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I

Tous groupes.

Zone IIa

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m. Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m. Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

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

Dans notre projet, une étude dynamique d'une structure s'impose au fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

a. Principe de la méthode : [Article4.3.1. \RPA 99, version 2003]

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

Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90% ; Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad [\text{Article4. 14 \RPA 99, version 2003}]$$

Avec :

N : nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 13 niveaux).

T_K : la période du mode K.

Chapitre V : Etude Sismique

*On utilise la **Méthode Statique Équivalente** car notre structure répond aux conditions de cette méthode exigée par RPA99 version 2003 car : $h = 46.64\text{m} < 65\text{m}$ (zone IIa).

* Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Mostaganem (Zone IIa),
Sera classé en groupe d'usage 2.

4. interprétation des résultats :

a. Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2) $\Rightarrow \zeta = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.40$ s (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Dans notre projet on a : $h_N = 46.64$ m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (46.64)^{3/4} \Rightarrow T = 0.89\text{s}$$

Puisque on a choisi la 4^{ème} condition du tableau (4.6) pour déterminer C_T , on peut également

utiliser la formule suivante : $T = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{D}$ avec $D_x = 27$ m et $D_y = 12.1$ m

$$T_a = 0.09 \times 46.64 / \sqrt{27} = 0.8 \quad \text{et} \quad T_b = 0.09 \times 46.64 / \sqrt{12.1} = 1.2$$

Chapitre V : Etude Sismique

Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	0,94	0,27	71,48	0,27	71,48
2	0,83	78,10	0,22	78,37	71,70
3	0,57	0,76	0,02	79,13	71,73
4	0,30	0,10	15,82	79,23	87,55
5	0,28	9,35	0,22	88,58	87,77
6	0,19	0,19	1,22	88,76	87,78
7	0,15	1,35	2,29	90,12	88,99
8	0,15	0,80	0,01	90,92	91,29

Tableau.V.1: périodes, modes et facteurs de participation massique

- Les 8 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le [RPA99/V2003-Article 4.3.4]
 - Direction xx : 7 ème mode : Masse cumulée = 90,12 %
 - Direction yy : 8 ème mode : Masse cumulée = 91,29 %

$$T_x = \min [0,8 ; 0,89] \Rightarrow T_x = 0,8 \text{ s}$$

$$T_y = \min [1,2; 0,89] \Rightarrow T_y = 0,89 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T = 0.8 \text{ s} \leq 3\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x=1,39$$

$$T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T = 0.89 \text{ s} \leq 3\text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y=1,29$$

Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre projet on a :

Zone IIA : wilaya de Mostaganem.

Groupe 2 : Ouvrage courants ou d'importance moyenne.

$$\Rightarrow A = 0.15$$

Coefficient de comportement R :

Portique, contreventement avec des voiles $\Rightarrow R = 4$ [RPA99 (version2003) /tableau 4.3]

Chapitre V : Etude Sismique

Facteur de qualité Q :	P _q		données	Q
	Observé	N/observé		
Critère " q "				
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,00	1,15
2. Redondance en plan	0	0,05	0,00	
3. Régularité en plan	0	0,05	0,00	
4. Régularité en élévation	0	0,05	0,00	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,10	

Tableau.V.2: Valeurs des pénalités P_q

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,15$$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot Structural Analysis 2014 :

$$W = 96069,5 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,15 \times 1,39}{4} \times 96096,5 = 5717,11 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,15 \times 1,29}{4} \times 96069,12 = 5350,12 \text{ KN}$$

b. Résultats de l'analyse dynamique :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T_y = 0,94 s , T_x = 0,83 s
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

4.1 Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dyn } Y} = 0,94 \text{ s} < 1,3 \times T_{\text{amp}} = 1,3 \times 0,89 = 1,16 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$T_{\text{dyn } X} = 0,83 \text{ s} < 1,3 \times T_{\text{amp}} = 1,3 \times 0,8 = 1,04 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

4.2 Vérification de l'effort sismique :

Il faut que

$$0,8 V_x \leq V_x \text{ dynamique}$$

$$0,8 V_y \leq V_y \text{ dynamique}$$

V dynamique est donnée par logiciel Robot Structural Analysis 2014

$$0,8 V_x = 4573,69 \text{ KN} \leq V_x \text{ dynamique} = 6316,17 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$0,8 V_y = 4280,09 \text{ KN} \leq V_y \text{ dynamique} = 5663,54 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

4.3. Vérification des déplacements : [RPA99/V2003] :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. \text{ [RPA99/V2003 – Formule 4. 19]}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=4). Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

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

- Remarque : Le déplacement due aux forces sismiques est donné par le logiciel Robot Structural Analysis :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

$$\Delta_{radm} = 3060/100 = 30,6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{radm} = 3800/100 = 38 \text{ mm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Chapitre V : Etude Sismique

Niveaux	h (mm)	$\delta X \times R$	$\delta Y \times R$	ΔX	ΔY	$0,01 \times h$	Vérification X	Vérification Y
12	3060	7,6	9,9	0,2	0,6	30,6	Vérifie	Vérifie
11	3060	7,4	9,3	0,2	0,6	30,6	Vérifie	Vérifie
10	3060	7,1	8,8	0,3	0,6	30,6	Vérifie	Vérifie
9	3060	6,8	8,1	0,4	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
8	3060	6,4	7,4	0,4	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
7	3060	6	6,7	0,4	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
6	3060	5,6	6	0,5	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
5	3060	5,1	5,3	0,5	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
4	3060	4,6	4,5	0,5	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
3	3060	4	3,8	0,6	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
2	3060	3,5	3,1	0,5	0,6	30,6	Vérifie	Vérifie
1	3060	2,9	2,5	0,6	0,6	30,6	Vérifie	Vérifie
RDC	3800	2,4	1,9	1,2	0,9	38	Vérifie	Vérifie
Sous-sol 1	3060	1,2	0,9	0,9	0,7	30,6	Vérifie	Vérifie
Sous-sol 2	3060	0,2	0,3	0,2	0,3	30,6	Vérifie	Vérifie

Tableau V.3 : Vérification des déformations

4.4. Vérification de l'effet $P - \Delta$: [RPA99/V2003] :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

- Si $0,10 < \theta < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égal à : $\frac{1}{(1 - \theta k)}$
- Si $\theta > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

VK : Effort tranchant d'étage au niveau ('K').

ΔK : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ('K-1').

hK : Hauteur de l'étage ('K').

Chapitre V : Etude Sismique

étage	étage	Pk	hk	Vkx	ΔX (mm)	ΘX	Observation X
SS2	1	100137,21	3060	6256,81	2	0,0104605	Vérifier
SS1	2	90355,29	3060	6220,35	9	0,0427228	Vérifier
RDC	3	81193,79	3800	6052,4	12	0,0423636	Vérifier
1	4	73672,97	3060	5756,37	6	0,0250951	Vérifier
2	5	67188,7	3060	5467,9	5	0,0200782	Vérifier
3	6	60568,17	3060	5147,46	6	0,0230718	Vérifier
4	7	54088,22	3060	4799,25	5	0,0184153	Vérifier
5	8	47651,04	3060	4421,97	5	0,0176078	Vérifier
6	9	41213,87	3060	4008,8	5	0,0167988	Vérifier
7	10	34805,96	3060	3557,87	4	0,012788	Vérifier
8	11	28444,6	3060	3064,12	4	0,0121348	Vérifier
9	12	22153,79	3060	2516,55	4	0,0115075	Vérifier
10	13	15905,76	3060	1909,69	3	0,0081657	Vérifier
11	14	9657,75	3060	1235,41	2	0,0051094	Vérifier
12	15	3460,26	3060	493,57	2	0,0045821	Vérifier

Tableau V.4: Vérification de l'effet $(P - \Delta) X-X$

étage	étage	Pk	hk	Vky	ΔY (mm)	ΘY	Observation Y
SS2	1	100137,21	3060	5560,38	3	0,0176559	Vérifier
SS1	2	90355,29	3060	5508,64	7	0,037522	Vérifier
RDC	3	81193,79	3800	5340,22	9	0,03601	Vérifier
1	4	73672,97	3060	5068,35	6	0,0285017	Vérifier
2	5	67188,7	3060	4815,11	6	0,0273602	Vérifier
3	6	60568,17	3060	4547,08	7	0,0304711	Vérifier
4	7	54088,22	3060	4267,5	7	0,0289938	Vérifier
5	8	47651,04	3060	3978,16	7	0,027401	Vérifier
6	9	41213,87	3060	3673,31	7	0,0256663	Vérifier
7	10	34805,96	3060	3339,12	7	0,023845	Vérifier
8	11	28444,6	3060	2957,03	7	0,022005	Vérifier
9	12	22153,79	3060	2508,98	7	0,0201989	Vérifier
10	13	15905,76	3060	1974,93	6	0,0157918	Vérifier
11	14	9657,75	3060	1325,39	6	0,0142877	Vérifier
12	15	3460,26	3060	550,07	6	0,0123345	Vérifier

Tableau V.5: Vérification de l'effet $(P - \Delta) Y-Y$

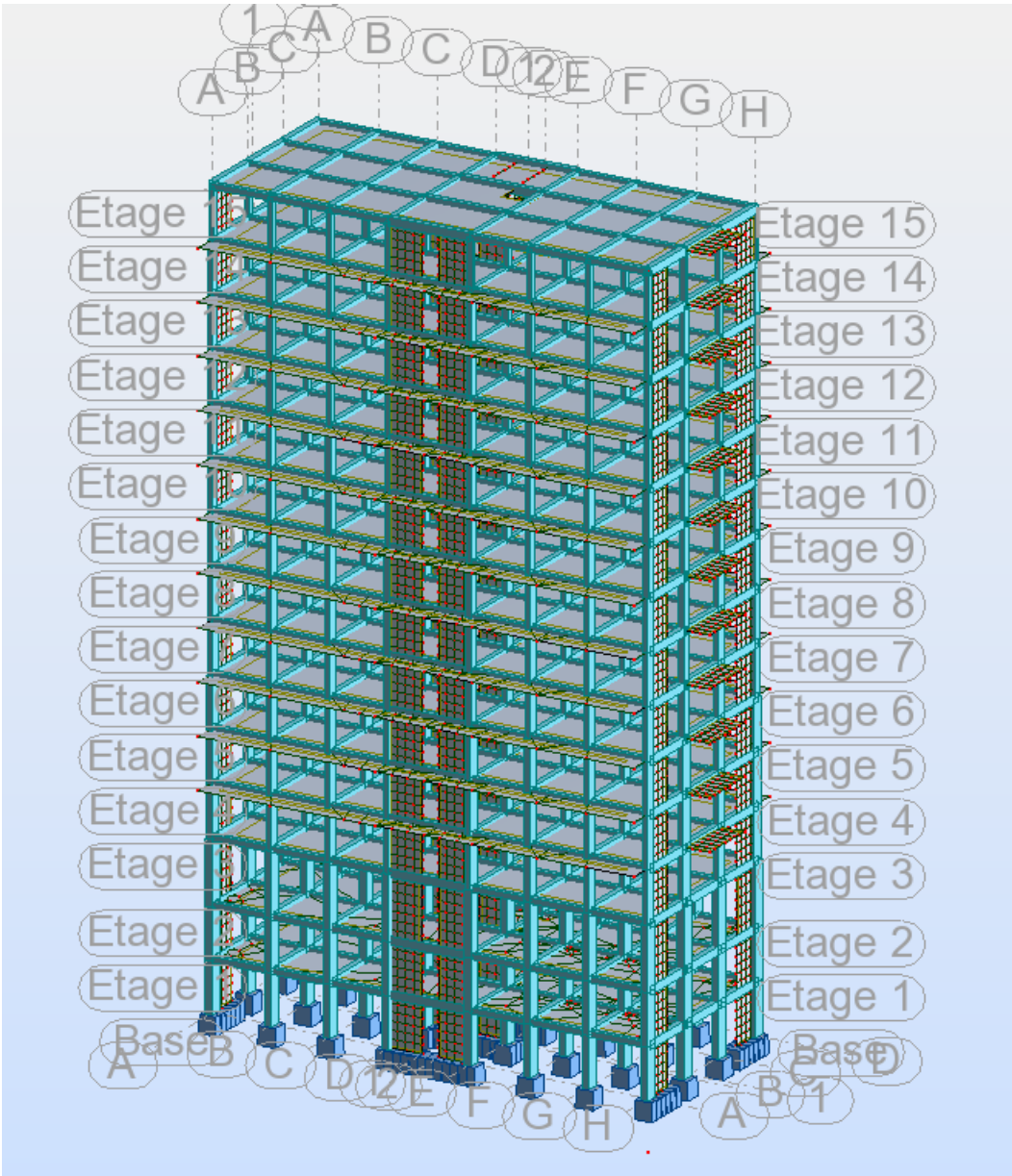


Fig.V.2: Interface de la structure .

Chapitre VI :

Etude des portiques et voiles

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

1. Poutres :

1.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

1.2 Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations ;
- **E** : Efforts sismiques.
- ❖ Combinaisons prises en compte :
 - **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;
 $1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$
 $G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$
 - **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles ;
 $0.8 \times G \pm E$
 $G + Q \pm E$

1.3 Les sollicitations des poutres :

On distingue trois types des poutres :

- Poutres principales : **(35×40) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30×50) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30×35) cm²**.

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "Robot Structural Analysis", on obtient les résultats suivants :

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Poutres principales (35×40)	83,27	147,61	60,37	108,25	111,25	128,17	297,13
Poutres secondaires (30×50)	104,44	155,36	76,45	113,58	225,25	186,68	297,13
Poutres secondaires (30×35)	43,22	120	31,6	99,04	91,43	131,12	297,13

Tableau VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

1.4 Le ferrailage :

A. Armatures longitudinales :

✓ **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- Poutres principales (35 x 40) : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30 x 35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30x50) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$

✓ **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutres principales (35x40): $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 36 = 1.52 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

- Poutres secondaires (30x35) : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31 = 1,12 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires (30x50) : $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 45 = 1,63 \text{ cm}^2$

Exemple de calcul : Poutres principales (35x40) cm^2

a. En travée :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_t^u = 83,27 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{83,27 \times 10^3}{14,2 \times 35 \times (36)^2} = 0,129$$

$$\mu = 0.129 < \mu_{AB} = 0.354 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.174$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{83,27 \times 10^3}{348 \times 0.93 \times 36} = 7,14 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_t^{ser} = 60,37 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{147,45}{108,13} = 1.36$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.439 > \alpha = 0.174 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{acc} = 111,25 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{232,77 \times 10^3}{18,48 \times 35 \times (36)^2} = 0.132$$

$$\mu = 0.132 < \mu_{AB} = 0.276 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.178$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.928$$

Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{111,25 \times 10^3}{400 \times 0.928 \times 36} = 8,32 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 8,32 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}14 + 2\text{T}12 \longrightarrow A = 8,42 \text{ cm}^2$$

b. En appuis :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_a^u = 147,61 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{147,61 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0.229$$

$$\mu = 0.229 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas} \Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.33$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.867$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{147,61 \times 10^3}{348 \times 0,867 \times 36} = 13,58 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^{ser} = 108,25 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{147,61}{108,25} = 1,36$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,431 > \alpha = 0,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

} \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
(Aucune vérification pour σ_s)

➤ Situation accidentelle :

$$M_a^{acc} = 128,17 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{128,17 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times (36)^2} = 0,152$$

$$\mu = 0,154 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,208$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,916$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{128,17 \times 10^3}{400 \times 0.916 \times 36} = 9,71 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 13,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T16 + 4T14 \longrightarrow A = 14,2 \text{ cm}^2$$

A. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 297.13 \text{ KN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u = 297130 \text{ N} \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 13,58 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(297130 - \frac{147610}{0.9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 8,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{149.63 \times 10^3}{35 \times 36 \times 100}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; 1.4\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4 \phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (2cadre)

e. L'espace des armatures transversales :

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{ij} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0.8 \times 235}{35 \times (1,18 - 0.3 \times 2,1)} = 19,63 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32,4 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} = \frac{2,01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

Selon le **RPA99** (version 2003) :

• **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm En zone courante.} \\ \delta_t = 10 \text{ cm En zone nodale.} \end{array} \right.$$

f. Vérification des armatures transversales :

• **Zone nodale :**

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

f. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_{L_{\max}}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant, on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix des armatures dans le tableau ci-dessous fait à l'aide de Microsoft Excel 2016.

Type des poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L.	R.P.A.				
Poutres principales	Travées	1,52	7	8,32	4T14+2T12	8,42	56
	Appuis	1,52	7	13,58	4T16+4T14	14,2	64
Poutres secondaires (30X50)	Travées	1,63	7,5	14,11	6T16+2T12	14,32	64
	Appuis	1,63	7,5	11,41	6T16	12,06	64
Poutres secondaires (30X35)	Travées	1,12	5,25	7,86	5T14+1T12	8,83	56
	Appuis	1,12	5,25	12,76	3T16+3T14+2T12	12,91	64

Tableau VI.1 : tableau récapitulatif de ferrailages des poutres.

1.5 Schéma de ferrailage des poutres :

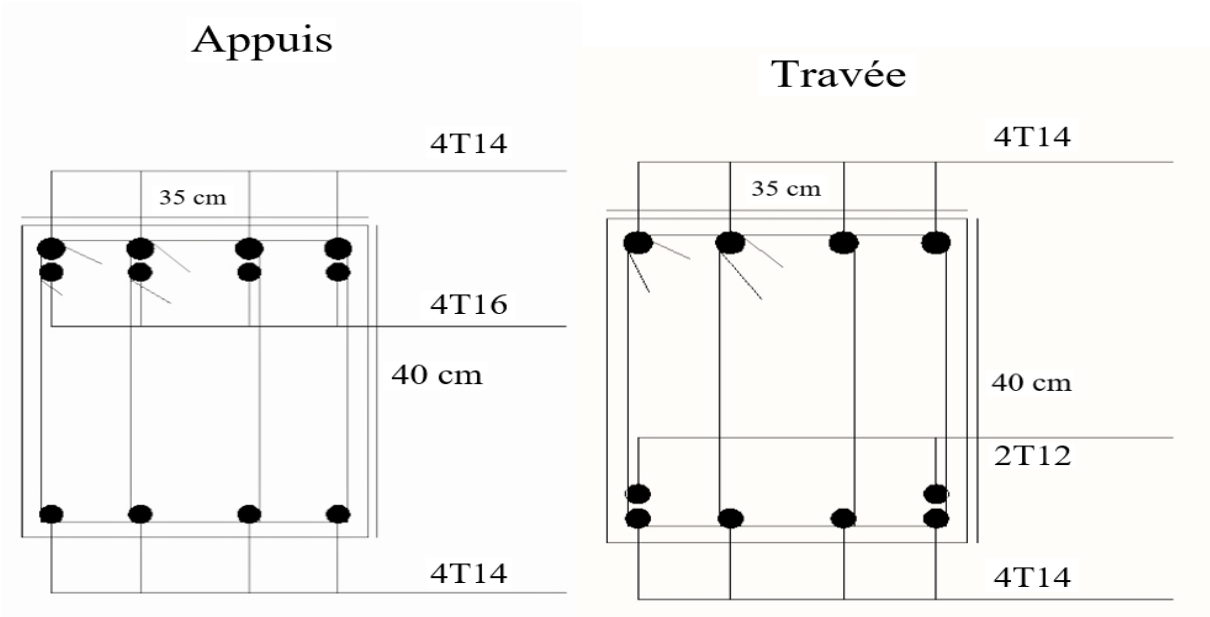


Fig.VI. 2: Schéma de ferrailage de la poutre principale (40 x 35) cm².

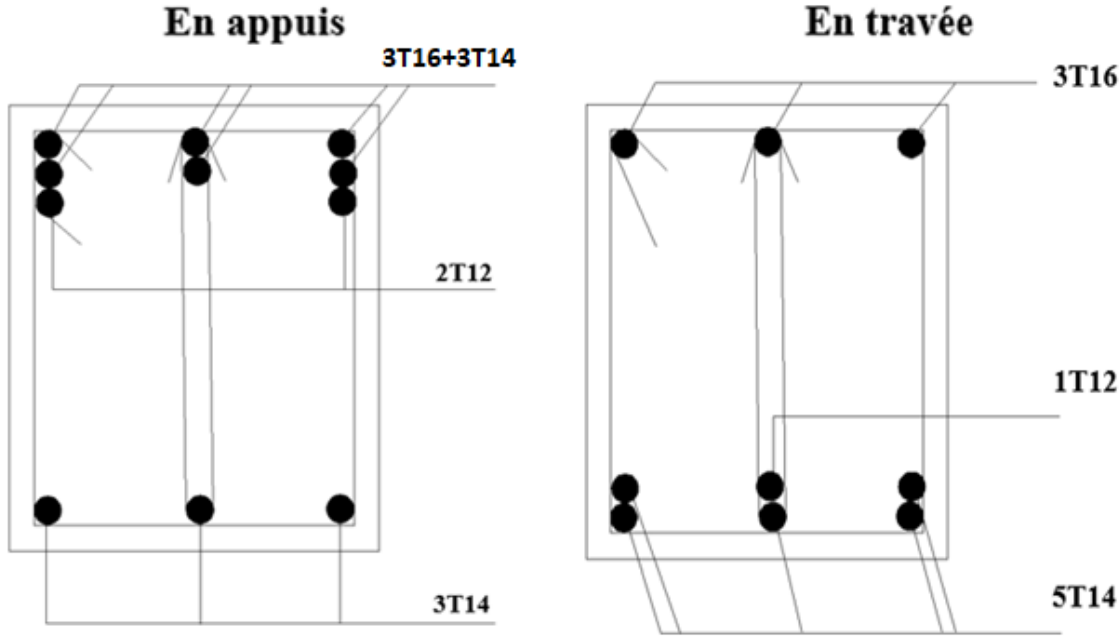


Fig.VI. 3: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (35 x 30) cm².

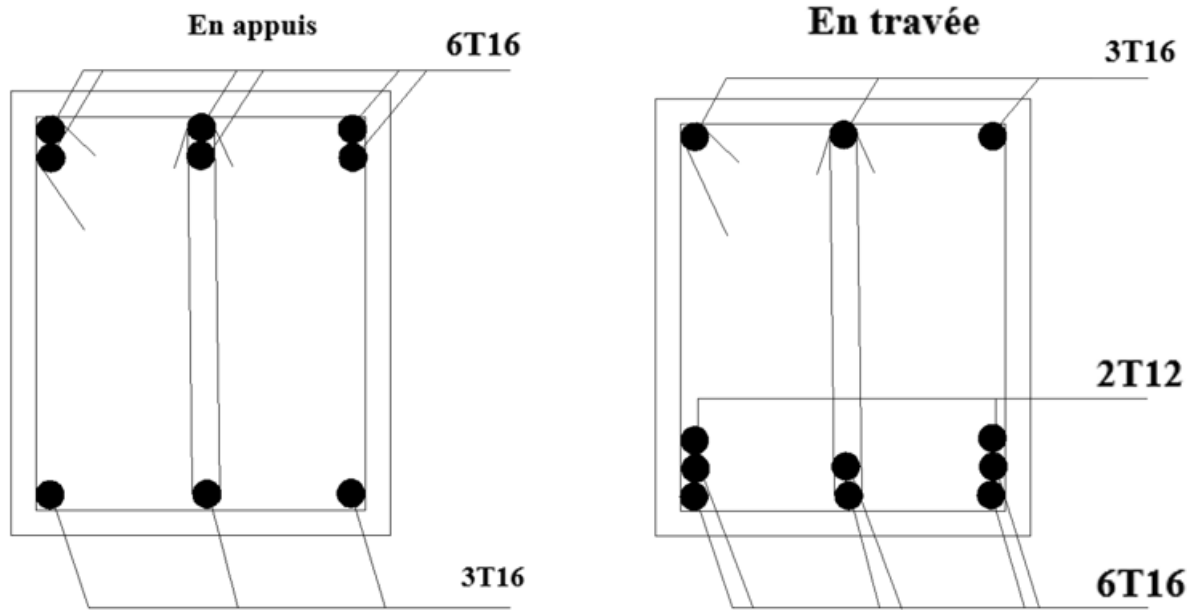


Fig.VII. 4 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (50 x 30) cm².

2. Poteaux :

2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VI.3), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens z-z			Sens y-y		
$M_{z\max}$	$\rightarrow N_{corr}$	$\rightarrow A1$	$M_{y\max}$	$\rightarrow N_{corr}$	$\rightarrow A4$
N_{\max}	$\rightarrow M_{zcorr}$	$\rightarrow A2$	N_{\max}	$\rightarrow M_{ycorr}$	$\rightarrow A5$
N_{\min}	$\rightarrow M_{zcorr}$	$\rightarrow A3$	N_{\min}	$\rightarrow M_{ycorr}$	$\rightarrow A6$

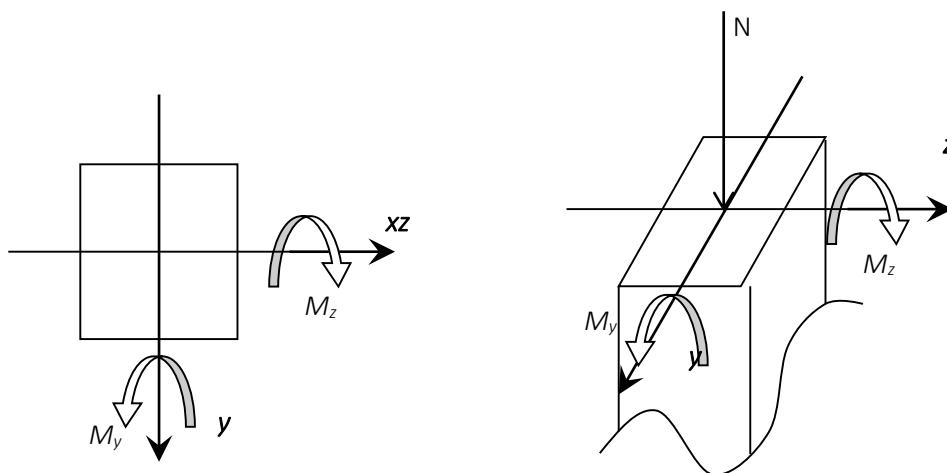


Fig.VI. 4: Direction des moments et effort normal dans un poteau

Combinaisons	Section [cm ²]		Poteau (80×40)	Poteau (70×30)	Poteau (60×30)	Poteau (50×30)	Poteau (40×30)	Poteau (30×30)
	Sollicitations		[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
E.L.U 1,35G+1,5Q	Cas1	N ^{max} [KN]	4290,56	2895,04	2090,53	1341,41	862,54	210,5
		M _z ^{cor} [KN.m]	16,25	-3,16	5,48	6,61	7,38	-1,82
	Cas2	N ^{max} [KN]	4290,56	2895,04	2090,53	1341,41	862,54	210,5
		M _y ^{cor} [KN.m]	15,24	-9,43	-14,33	-18,46	-19,31	10,53
	Cas3	M _{zz} ^{max} [KN]	90,72	71,56	62,18	63,7	55,13	50,31
		N ^{cor} [KN.m]	2292,29	1707,55	803,2	513,08	146,43	114,22
	Cas4	M _y ^{cor} [KN]	90,29	37,95	45,42	49,69	53,7	44,94
		N ^{cor} [KN.m]	1947,59	1255,37	904,61	618,31	252,06	67,36
	Cas5	N ^{min} [KN]	1741,54	1165,86	720,45	479,77	-19,35	-102,31
		M _z ^{cor} [KN.m]	-38,19	50,16	34,52	24,61	2,81	0,17
	Cas6	N ^{min} [KN]	1741,54	1165,86	720,45	479,77	-19,38	-102,31
		M _y ^{cor} [KN.m]	-16,25	22,07	27,45	29,23	1,69	-2,28
ACC G+Q+E 0,8G±E	Cas1	N ^{max} [KN]	3864,33	2198,16	1594,48	1025,16	659,48	157,14
		M _z ^{cor} [KN.m]	117,4	5,75	9,33	8,28	7,67	-1,01
	Cas2	N ^{max} [KN]	3864,33	2198,25	1594,48	1025,16	659,48	157,14
		M _y ^{cor} [KN.m]	0,84	-10,03	-21,85	-20,64	-18,82	5,58
	Cas3	M _z ^{max} [KN]	244,64	133,01	62,75	60,72	46,01	41,14
		M[KN.m]	3786,66	1901,19	1142,46	785,52	110,9	86,87
	Cas4	M _y ^{cor} [KN]	226,39	72,75	60,14	52,49	49,13	35,34
		N ^{cor} [KN.m]	958,09	1089,41	780,53	414,6	163,02	38,25
	Cas5	N ^{min} [KN]	-675,4	-2,51	21,84	38,53	-126,9	-127,57
		M _z ^{cor} [KN.m]	-224,46	-3,24	-4,28	-12,71	0,67	-5,47
	Cas6	N ^{min} [KN]	-675,4	-2,51	21,84	38,53	-126,9	-127,57
		M _y ^{cor} [KN.m]	8,18	-4,51	-5,01	-7,79	2,72	-0,76
E.L.S (G+Q)	Ms[KN.m]	11,78	-2,21	4,16	14,24	14,86	7,72	
	Ns[KN]	3137,27	2120,95	1531,3	982,48	631,72	154,3	
Effort tranchant			15,13	6,24	9,74	12,38	12,93	7,44

Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif des sollicitations

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

2.2 Calcul des armatures :

(Exemple de calcul du poteau (80×40) cm²)

A. Les armatures longitudinales :

Condition de non fragilité :

Selon B.A.E.L91 : $A_{min} = \max \left(0,2 \times \frac{a \times b}{100} ; \frac{8(a+b)}{100} \right)$

Selon RPA 99 : $A_{min} \geq 0,008 \times a \times b$

$$b = 40\text{cm} \quad h = 80\text{cm} \quad d = 72\text{cm}$$

◆ 1^{er} cas :

$$N_{max} = 4290,56 \text{ KN}$$

$$M_{ycorr} = 16,25 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,25 \cdot 100}{4290,56} = 0,37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 6,66 \text{ cm}$$

$e < \frac{h}{12} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central la section sera calculée en compression simple.

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 380 = 266 \text{ cm}$ (Bâtiment à étage multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\lambda = 3,75 \times \frac{266}{80}$$

$$\lambda = 12,46 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$$

$$B_r = (80-2)(40-2) = 2964 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s = -157,6 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 0$

$$A_{min} = \text{Max} \left(8 \times \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \times b) \right)$$

$$A_{min} = \text{Max} (9,6 ; 6,4) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{max} (A_s , A_{min}) = A_{min} = 9,6 \text{ cm}^2$$

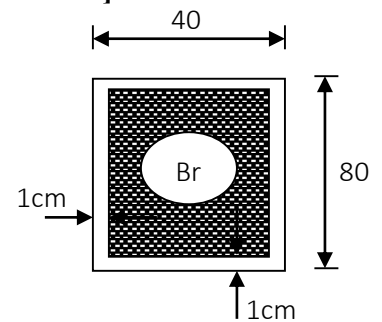


Fig VI.5 : Section réduite du béton

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Tous les calculs des autres cas sont faits de la même méthode alors on a utilisé Microsoft Excel 2016 et le Robot Expert 2010

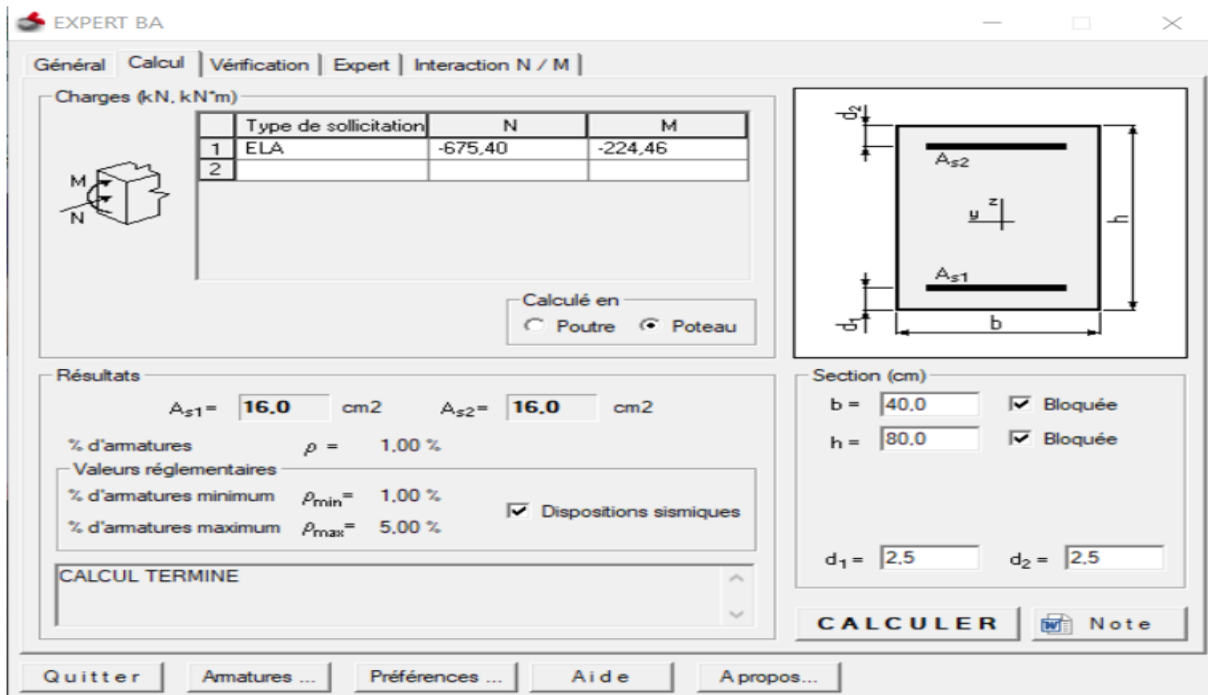


Fig VI.6 : Exemple de calculs en utilisant le Robot Expert

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Les résultats du ferrailage de tous les poteaux sont représentés dans le tableau suivant :

	poteau (80×40) [cm²]	poteau (70×30) [cm²]	poteau (60×30) [cm²]	poteau (50×30) [cm²]	poteau (40×30) [cm²]	poteau (30×30) [cm²]
A calc max (cm²)	32,6	8	7,2	6,4	5,6	9,6
A min (BAEL) (cm²)	9,6	8	7,2	6,4	5,6	4,8
A min (RPA) (cm²)	25,6	16,8	14,4	12	9,6	7,2
Section de ferrailage (cm²)	32,6	16,8	14,4	12	9,6	9,6
Ferrailage choisie	4T20+ 14T16	4T16+ 10T14	4T16+6T14+ 4T12	12T14	6T14+4T12	8T14
Section de ferrailage choisie (cm²)	40.72	23.43	21.8	18.47	13.76	12.31

Tableau.VI.4: Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux.

B. Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{15.13 \times 10^3}{40 \times 77 \times 100} = 0,049 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$\tau_u = 0.049 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \times \phi \Rightarrow \phi_t \leq \frac{1}{3} \times 20 = 6,66 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Espacement des armatures transversales :

D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- **Zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi_{Lmin} = 15 \times 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm} \quad \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

- **Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \cdot 1,4\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

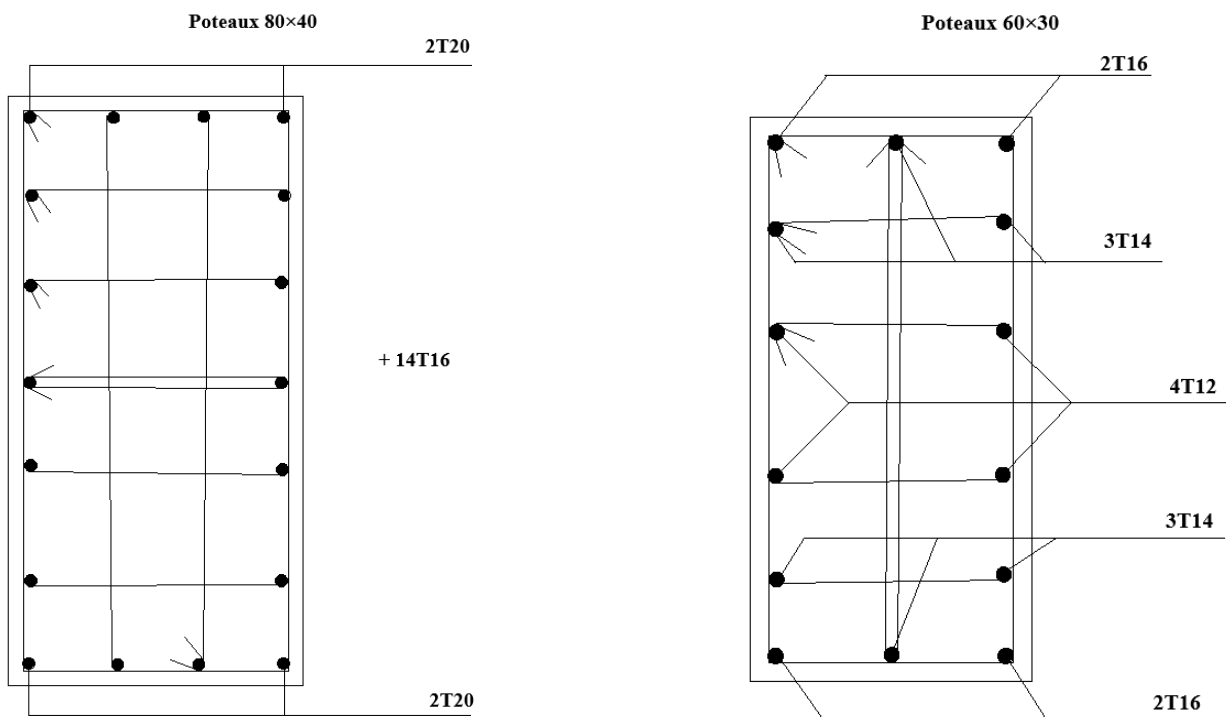
$$h' = 60 \text{ cm}$$

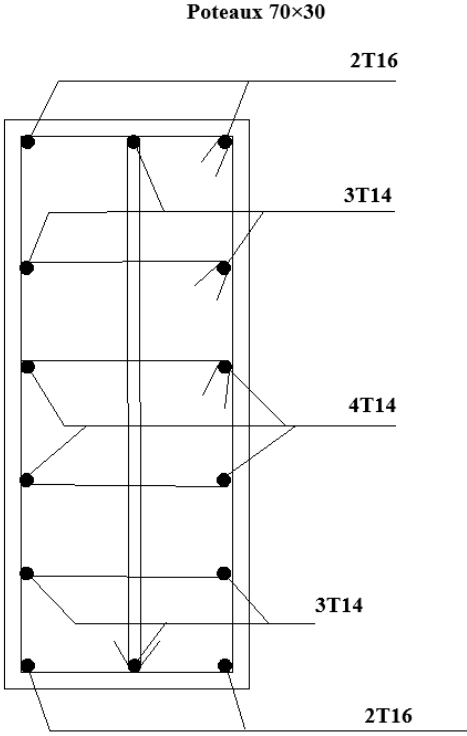
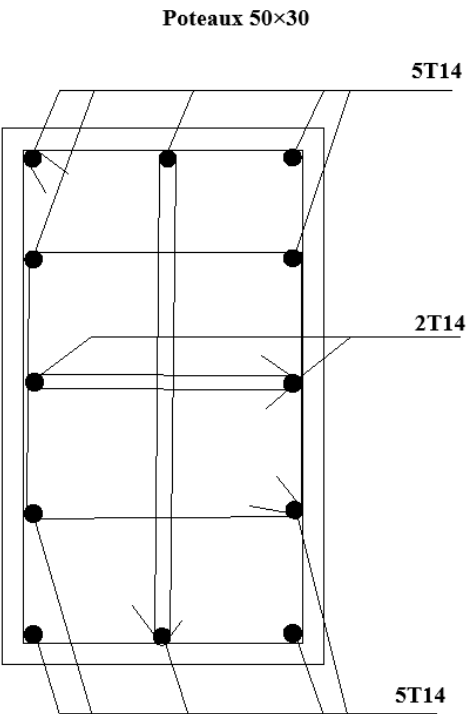
$$\delta t \leq \min(10 \phi_{Lmin} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2 ; 15) = 12 \text{ cm} \quad \Rightarrow \delta t = 10 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{Lmax} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

2.3 Schéma de ferrailage des poteaux :





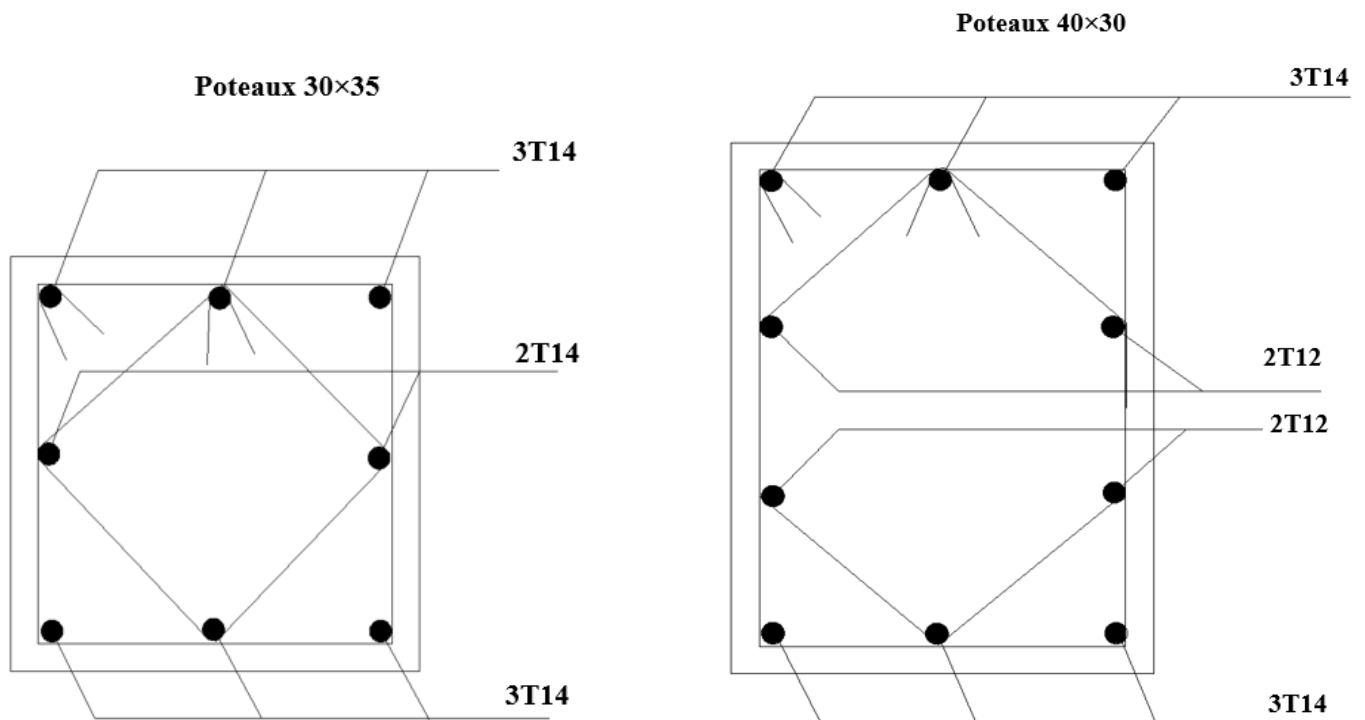


Fig.VI. 7: Schéma de ferrailage des poteaux.

3. Les voiles :

3.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol.

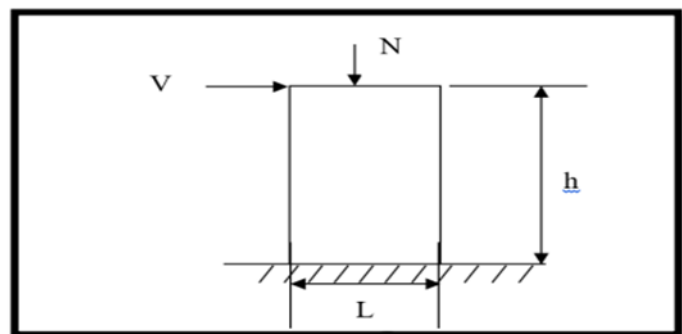


Fig.VI.8 :Schéma d'un voile

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

3.2 Voiles de contreventement :

3.2.1 Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/.5.2]}$$

Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :

Armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $A_v \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

$S = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile (**voir figure ci-dessous**). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq (L \times e) / 10$

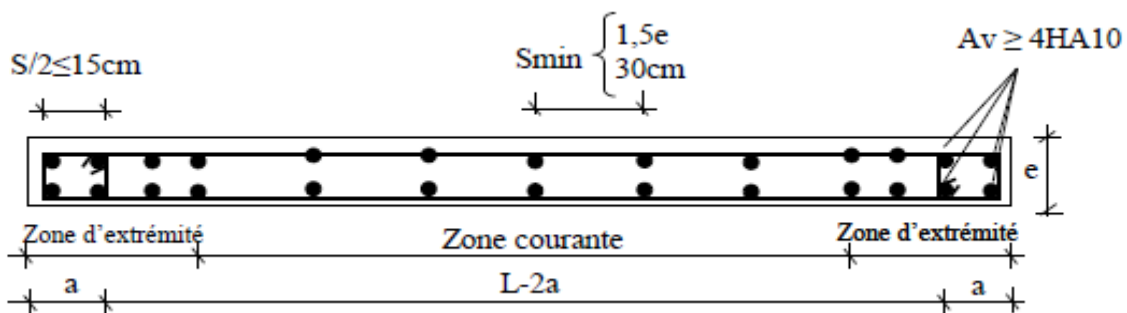


Fig.VI.9 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

A l'aide du fichier des résultats obtenus à partir du logiciel Robot Structural analysis Professional 2014, on obtient les sollicitations suivantes :

etat	sollicitation		Sens X-X	Sens Y-Y
E.L.U	cas 1	N max (KN)	801,81	327,98
		M corr (KN.m)	-5,3	9,18
	cas 2	N min (KN)	-2993,43	-572,67
		M corr (KN.m)	-14,49	-7,39
	cas 3	N corr (KN)	3,59	-62,69
		M max (KN.m)	49,64	75,08
ACC	cas 1	N max (KN)	4131,83	1855,22
		M corr (KN.m)	0,97	17,26
	cas 2	N min (KN)	-6767,56	-1662,33
		M corr (KN.m)	-0,36	0,74
	cas 3	N corr (KN)	28,66	895,14
		M max (KN.m)	110,76	195,44

Tableau.VI.5: Tableau récapitulatif des sollicitations

3.2.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage, on a pris le voile plus défavorable comme modèle de calcul d'après logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014 :

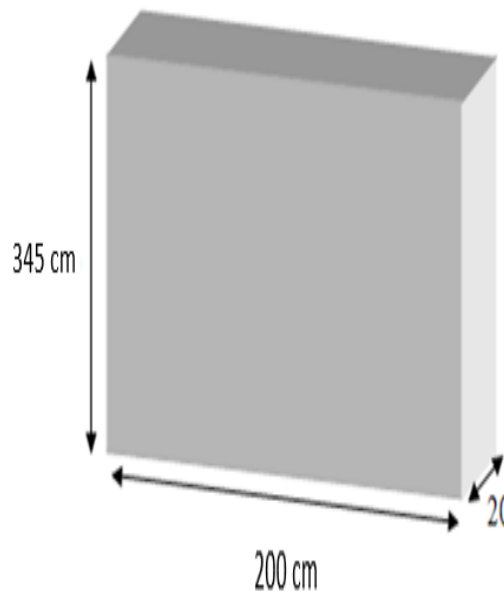


Fig VI.10 : Schéma du voile plus défavorable

Sens-X-X :

❖ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} N_y = 4131,83 \text{ KN.} \\ M_x = 0,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{0,97}{4131,83} \times 100 = 0,023 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

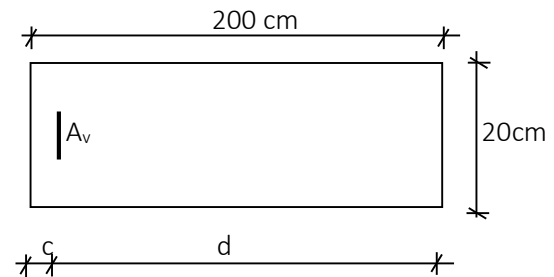


Fig.VI.11: Section de calcul

• **Les caractéristiques géométriques du voile :**

I : inertie du voile

Ω = surface en plan du voile

V : la position de l'axe neutre

$$I = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,133 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,2 \times 2 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 1 \text{ m}$$

• **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{4131,83}{0,4} + \frac{0,97 \times 1}{0,133} = 10336,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{4131,83}{0,4} - \frac{0,97 \times 1}{0,133} = 10322,28 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

- **Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 200 \times 20 = 6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 \\ e = 20 \text{ cm}$$

- **Armature horizontale :**

D'après le RPA99 (version 2003) :

- $AH \geq 0.15\%$. $B = 0.15\% \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ en zones critiques
- $AH \geq 0.10\%$. $B = 0.10\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ en zones courante.
- $8 \text{ HA } 8 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par nappe

➤ **L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

- ✓ $S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$
- ✓ $S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 25\text{cm}$.

- **Calcul des armatures transversales :**
 - **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 78150}{(20 \times 18 \times 100)} = 3,04 \text{ MPa}$$

- **Espacement des armatures transversales :**
 $S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

- **Armatures transversales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{3,04}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 3,37 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{3,04}{2} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \text{Max} (3,37 ; 1,52) \text{ cm}^2 = 3,37 \text{ cm}^2$$

- **Choix :** 8Ø8 $\Rightarrow A_t = 4.02 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

Sens-Y-Y :

❖ Situation accidentelle :

$$\begin{cases} N_x = 1855,22 \text{ KN.} \\ M_y = 17,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{17,26}{1855,22} \times 100 = 0,93 \text{ cm}$$

• Les caractéristiques géométriques du voile :

I : inertie du voile
Ω = surface en plan du voile
V : la position de l'axe neutre

$$e < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,2 \times 2^3}{12} = 0,133 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,2 \times 2 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 1 \text{ m}$$

• Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1855,22}{0,4} + \frac{17,26 \times 1}{0,133} = 4767,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1855,22}{0,4} - \frac{17,26 \times 1}{0,133} = 4507,73 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

• Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 200 \times 20 = 6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

• Choix des armatures :

$$5T10 \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$$

$e = 20 \text{ cm}$

• Armature horizontale :

D'après le RPA99 (version 2003) :

• $AH \geq 0,15\%$. $B = 0,15\% \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ en zones critiques

• $AH \geq 0,10\%$. $B = 0,10\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ en zones courante.

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

- 8 HA 8 = 4.02 cm²/ml ; Soit 4 HA 8 = 2.01 cm² /ml par nappe

➤ **L'espaceur minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

✓ $S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$

✓ $S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{ cm}$, alors l'espaceur se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$

Donc, on adoptera un espaceur : $S=25\text{cm}$.

- **Calcul des armatures transversales :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 T$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 78150}{(20 \times 18 \times 100)} = 3,04 \text{ MPa}$$

- **Espaceur des armatures transversales :**

$$S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espaceur : $S = 20\text{cm}$.

- **Armatures transversales :**

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{3,04}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 3,37 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{3,04}{2} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\text{cal}} ; A_{t\min})$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

$$A_t = \text{Max} (3,37 ; 1,52) \text{ cm}^2 = 3,37 \text{ cm}^2$$

- **Choix**: $8\emptyset 8 \Rightarrow A_t = 4.02 \text{ cm}^2$

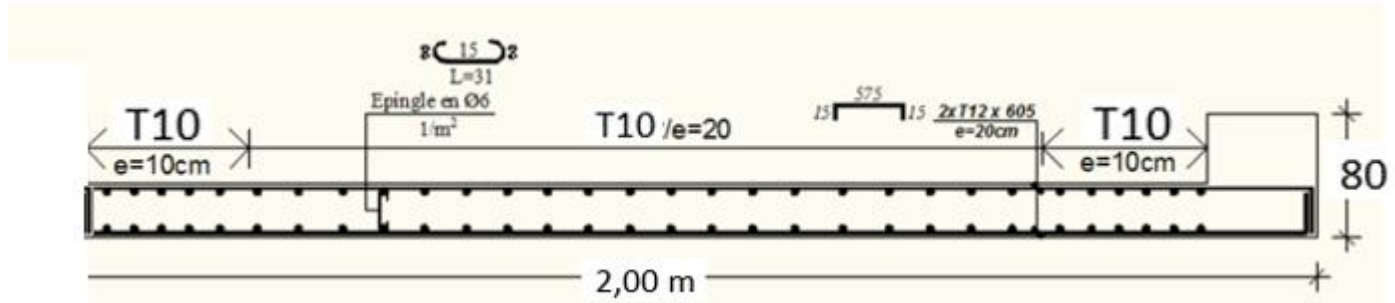


Fig.VI.12 : dessin de ferrailage de voile

- **Etude des voiles périphériques :**

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante
- **Détermination des sollicitations :**
 - a- **Poids propre du voile périphérique**

$$PPr = \gamma_b \times Vb$$

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

$$Vb = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$Vb = 1 \times 3,06 \times 0,2 = 0,612 \text{ m}^3$$

$$PPr = 25 \times 0,612 = 15,3 \text{ KN}$$

- ❖ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$Nu = 1,35 \times 15,3 = 20,655 \text{ KN}$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

❖ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = PPr = 15,3 \text{ KN}$$

b- Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = KP \times \gamma \times h$$

Avec :

$$KP : \text{coefficient de poussée } KP = Tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

$$\varphi = 35^\circ$$

$$Kp = 0,27$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

❖ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = Kp \times \gamma \times h$$

$$\sigma_i = 14,04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{pp} = N / 1ml = 15,3 / 1 = 15,3 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{pousse terre}} = \sigma_i \times 1ml = 14,04 \times 1 \\ = 14,04 \text{ KN/ml}$$

- On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge Uniformément répartie

Les 2 charges sont des charge permanentes

Alors :

$$Qu = 1,35 \times (Q_{pp} + Q_{\text{pousse terre}})$$

$$Qu = 39,609 \text{ KN/ml} = 3960,9 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ser} = Q_{pp} + Q_{\text{pousse terre}}$$

$$Q_{ser} = 29,34 \text{ KN/ml} = 2934 \text{ daN/ml}$$

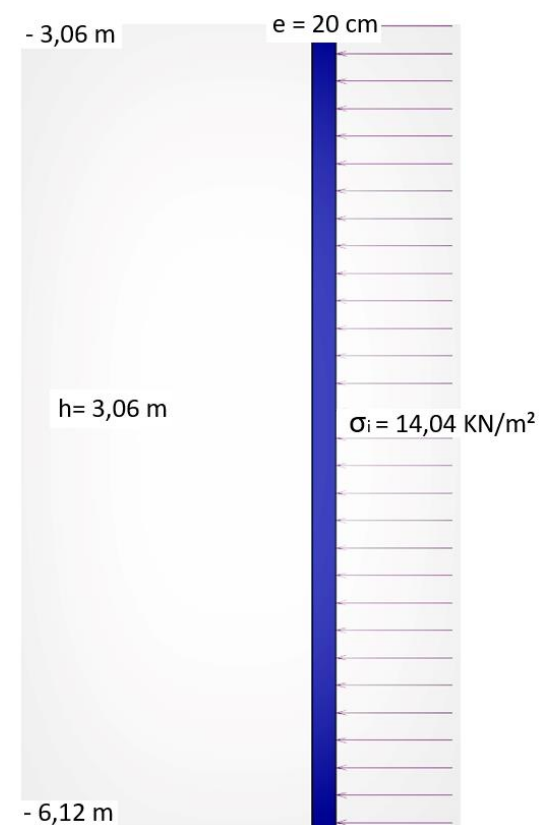


Fig.VI.13 : Schéma du cas défavorable des voiles périphériques

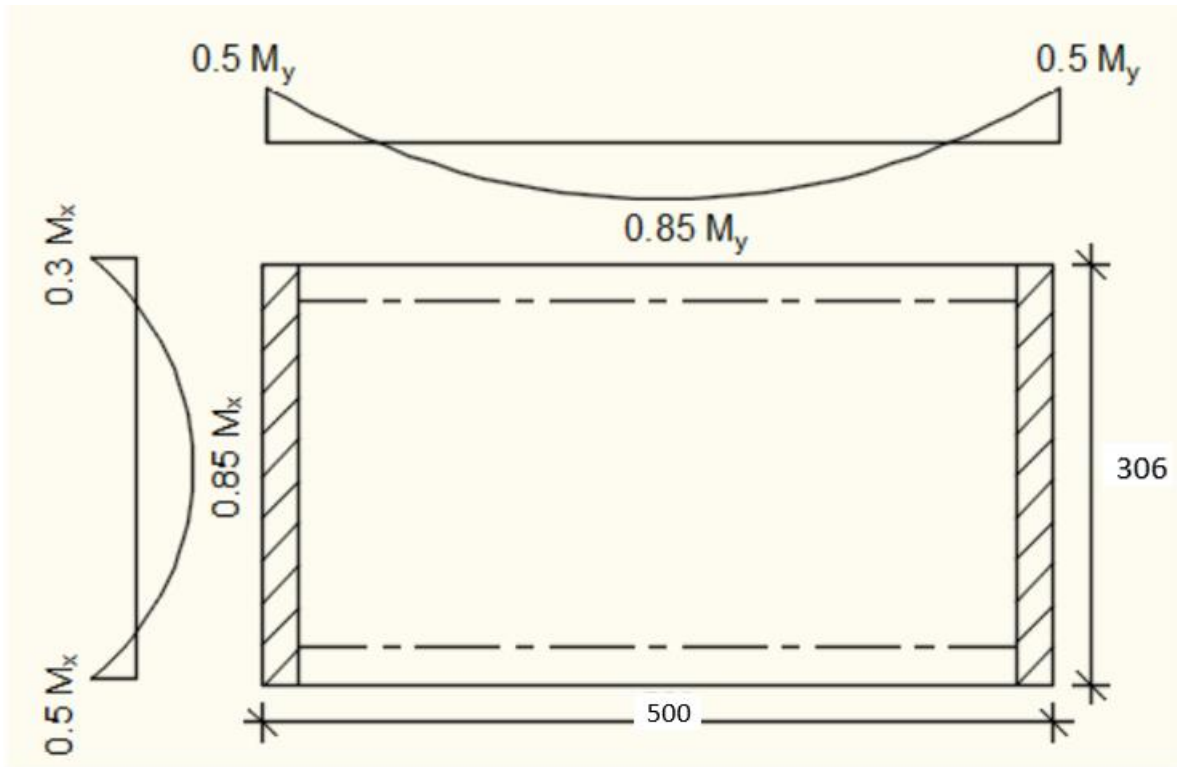


Fig.VI.14 : Schéma Panneau de dalle Partiel

$$\rho = Lx/Ly$$

$$\rho = 0,61$$

	E.L.U	E.L.S
UX	0,0808	0,0857
UY	0,3075	0,4781

Tableau VI.6 : Tableau de UX et UY

Calcul des sollicitations :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$Mxu = \mu xu \times Qu \times lx^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction Lx ;}$$

$$Myu = \mu yu \times Mxu \Rightarrow \text{Suivant la direction Ly.}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$Mx ser = \mu x ser \times qser \times lx^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction Lx ;}$$

$$My ser = \mu y ser \times Mx ser \Rightarrow \text{Suivant la direction Ly.}$$

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

	ELU	ELS
M_x (N.m)	22549,67621	18461,7232
M_y (N.m)	11892,69923	12147,8139

Tableau VI.7 : Tableau des moments à E.L.U et E.L.S

Sens X-X		
N.m	ELU	ELS
M app r (0,3M_x)	6764,902863	5538,51696
M app i (0,5M_x)	11274,8381	9230,86161
M app max	11274,8381	9230,86161
M trav r (0,85M_x)	19167,22478	15692,4647
M trav i (0,75M_x)	16912,25716	13846,2924
M trav max	19167,22478	15692,4647

Tableau VI.8 : Tableau des moments en travées et en appuis à E.L.U et E.L.S dans le sens X-X

Sens Y-Y		
N.m	ELU	ELS
M app r (0,3M_x)	3567,80977	3644,34416
M app i (0,5M_x)	5946,349617	6073,90694
M app max	5946,349617	6073,90694
M trav r (0,85M_x)	10108,79435	10325,6418
M trav i (0,75M_x)	8919,524425	9110,86041
M trav max	10108,79435	10325,6418

Tableau VI.9 : Tableau des moments en travées et en appuis à E.L.U et E.L.S dans le sens Y-Y

Ferrailage en Travée ELU :		
μ =	0,064351038	
α =	0,083208242	
β =	0,966716703	
A_s =	3,931242735	cm ²
A_{min} =	1,28	cm ²

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

A =	3,931242735	cm ²
e min =	33	cm
e =	20	cm
NBR Barres :	5	
Choix Diamètre =	10	mm
ex =	20	cm
<u>Vérification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :		$\gamma = 1,22142857$
	$\alpha < 0,360714286$	
4- FPN	Pas de vérif. σ_s	

Tableau VII.10: Tableau de ferrailage en travées dans le sens X-X

<u>Ferrailage en Appuis ELU :</u>		
$\mu =$	0,082759292	
$\alpha =$	0,108125571	
$\beta =$	0,956749772	
As =	2,336586129	cm ²
Amin =	1,28	cm ²
A =	2,336586129	cm ²
e min =	33	cm
e =	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diamètre =	10	mm
ex =	25	cm
<u>Vérification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400		$\gamma = 1,22142857$
	$\alpha < 0,110714286$	
4- FPN	Pas de vérif. σ_s	

Tableau VI.11 : Tableau de ferrailage en appuis dans le sens X-X

Chapitre VI : Etude des portiques et voiles

<u>Ferraillage en Travee ELU :</u>		
$\mu =$	0,039152919	
$\alpha =$	0,049938699	
$\beta =$	0,980024521	
$A_s =$	2,196678503	cm ²
$A_{min} =$	1,28	cm ²
$A =$	2,196678503	cm ²
$e_{min} =$	44	cm
$e =$	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diamètre =	10	mm
$e_y =$	25	cm
<u>Vérification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :		$\gamma = 0,97899913$
	$\alpha < 0,239499566$	
4- FPN	Pas de vérif. σ	

Tableau VI.12: Tableau de ferraillage en travées dans le sens Y-Y

<u>Ferraillage en Appuis ELU :</u>		
$\mu =$	0,023031129	
$\alpha =$	0,029128294	
$\beta =$	0,988348682	
$A_s =$	1,281280843	cm ²
$A_{min} =$	1,28	cm ²
$A =$	1,281280843	cm ²
$e_{min} =$	44	cm
$e =$	25	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diamètre =	10	mm
$e_y =$	25	cm
<u>Vérification ELS :</u>		
1- Flexion simple		
2- Section rectangulaire		
3- Acier FeE400 :		$\gamma = 0,97899913$
	$\alpha < 0,239499566$	
4- FPN	Pas de vérif. σ	

Tableau VI.13: Tableau de ferraillage en appuis dans le sens Y-Y

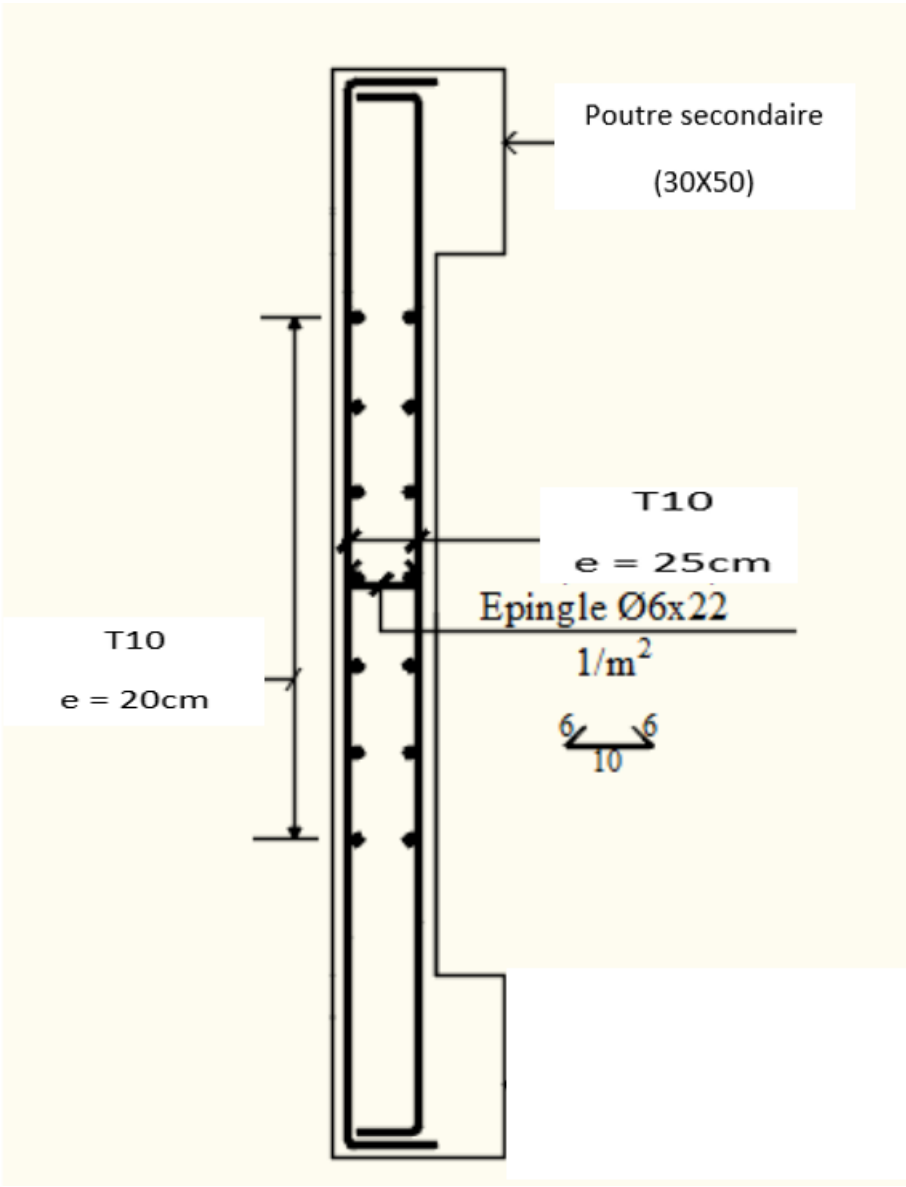


Fig.VI.15 : Schéma de ferrailage de voile périphérique

Chapitre VII :

Etude des fondations

Chapitre VII : Etude des fondations

1. Introduction :

La fondation d'une construction est l'élément qui repose sur un terrain d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges, surcharges, efforts de renversement, etc....) auxquelles cette construction est soumise par l'intermédiaire de sa structure. Les fondations font partie de l'infrastructure de l'ouvrage.

La capacité portante permet de choisir le type de fondations à employer. Si le sol est suffisamment portant, on utilisera des fondations superficielles souvent plus économiques. Si le sol est mauvais, on ira s'appuyer sur les couches meilleures et plus profondes avec des fondations profondes

Types de fondations

Il existe principalement deux grandes catégories de fondations : superficielles et profondes.

Fondations superficielles

Ces fondations sont utilisées lorsque les couches de sol proches de la surface sont suffisamment solides pour supporter les charges de la structure. Elles incluent :

1. **Semelles isolées** : Utilisées pour supporter des colonnes ou des piliers individuels.
2. **Semelles filantes** : Utilisées sous des murs porteurs ou un axe de plusieurs poteaux.
3. **Radier général** : Une grande dalle qui supporte l'ensemble du bâtiment, utilisée lorsque les charges sont élevées ou lorsque le sol est faible.

Fondations profondes

Ces fondations sont nécessaires lorsque les couches de sol superficielles ne sont pas assez résistantes. Elles incluent :

1. **Pieux** : De longues colonnes en béton, acier ou bois enfoncées dans le sol pour atteindre des couches plus profondes et plus stables.
2. **Puits** : Grands cylindres en béton, construits dans des excavations, qui descendent jusqu'à une couche de sol stable.\

Dans notre cas on a un radier général.

2. Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

➤ **Situation durable et transitoire :**

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003) /10.1.4.1]}$$

3. pré-dimensionnement du radier :

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement et
- 4- Condition de non poinçonnement. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable

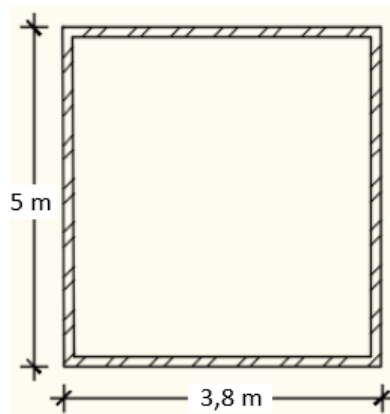


Fig.VII.1: le Panneaux le plus défavorable

➤ **Hauteur du radier :**

a. Condition forfaitaire :

$$\text{On a : } \frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

Chapitre VII : Etude des fondations

	L_{\max} [cm]	$L_{\max}/8$	$L_{\max}/5$
Valeur	500	62,5	100

Tableau VII.1: tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier nervuré.

b. Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{d'où} \quad L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \longrightarrow \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

K : coefficient d'élasticité du sol ;

E : module d'Young du béton ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

B : largeur du radier.

	K	E [Mpa]	L [m]	h_2 [m]
Valeur	4	3×10^4	5	0,7438

Tableau VII.2: Tableau d'application de la condition rigidité pour le radier nervuré.

c. Condition de non poinçonnement :

$$Nu \leq 0,045 \times Uc \times h \times \frac{Fc28}{\gamma b}$$

Nu : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U. ;

Uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

Chapitre VII : Etude des fondations

	a [m]	b [m]	Nu [KN]	f_{c28} [MPa]	h_3 [cm]
Valeur	0,8	0,4	4290,56	25	93,29

Tableau VII. 3 : Tableau d'application de la condition de non poinçonnement.

Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\text{(Fissurations préjudiciables)} \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{Tu \max}{b \times d} = \frac{Tu \max}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible et

T max : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{380}{500} = 0,76$$

$$T_{u \max}^x = \frac{Qu \times l_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

$$T_{u \max}^y = \frac{Qu \times l_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

Calcul du Qu :

❖ La surface du radier :

$$S_r = S \text{ bâtiment} + S \text{ radier} = 404,9$$

❖ Le poids de la superstructure :

$$G = 9606954,31 \text{ Kg}$$

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$qu = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5 \times Q = 1,35 \times \frac{9606954,31}{404,9} + 1,5 \times 2,5$$

$$Qu = 324 \text{ KN/ml}$$

Chapitre VII : Etude des fondations

$$T_{u x} = 461,68 \text{ KN}$$

$$T_{u y} = 202,67 \text{ KN}$$

$$h = 43,97 \text{ cm}$$

➤ **Remarque :**

Pour satisfaire les quatre conditions précédentes, on prend la hauteur du radier $h = 100 \text{ cm}$

3.1 La hauteur des nervures :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = 50 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 60 \text{ cm}$

3.2 l'épaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = 25 \text{ cm}$$

On prend h dalle égale à 40 cm

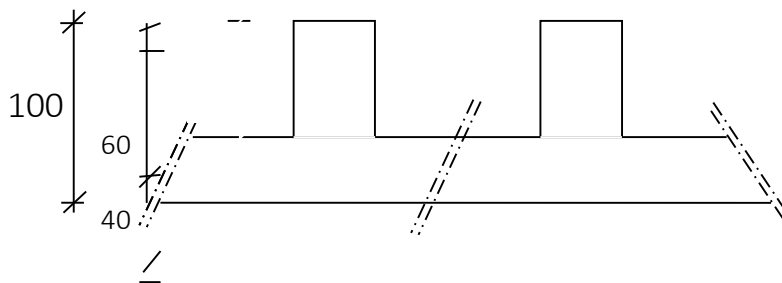


Fig.VII.2: Dimension du radier.

3.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h ; b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right) ; b = 2b_1 + b_0$$

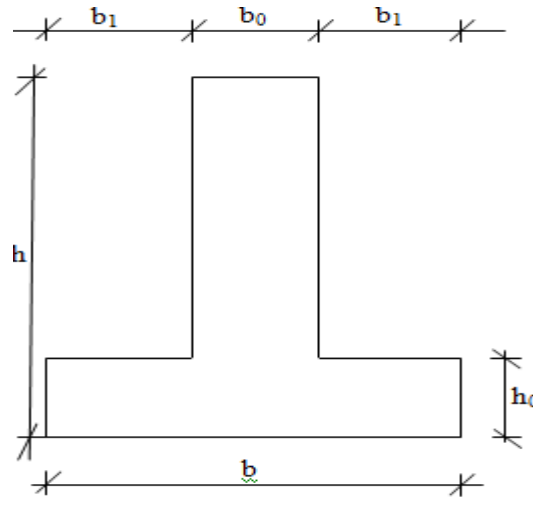


Fig.VII.3: Dimensions des poutres.

	L_{max} [cm]	h [cm]	h_0 [cm]	b_0 [cm]	b_1 [cm]	b [cm]
Poutre Principale	500	100	40	40	35	110
Poutre Secondaire	380	100	40	40	35	110

Tableau VII.4: Dimensions des poutres.

3.4 Détermination des sollicitations :

a. Caractéristiques du radier :

$$h = 100 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 404,9 \text{ m}^2 \quad (\text{pour un débordement de } 1 \text{ m})$$

$$I_{xx} = 6774,45 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 28657,075 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14,5 \text{ m}$$

$$V_y = 7,05 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier.

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier.

b. Surcharges d'exploitation : Q_r

$$Q_r = 2,5 \times S$$

$$Q_r = 2,5 \times 404,9 \Rightarrow Q_r = 1012,25 \text{ KN.}$$

c. Calcul du poids propre du radier Pr :

Poids du radier sans poutres : $P1 = Sr \times h0 \times \gamma b$

Avec :

$h0$: Épaisseur du radier sans poutres ;

γb : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales : $Pp = L(h-h0) \times b0 \times \gamma b$

Poids des poutres secondaires : $Ps = L'(h-h0) \times b0 \times \gamma b$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$Pp = 672$$

$$P1 = 4049 \text{ KN}$$

$$Ps = 628,8 \text{ KN}$$

➤ Situations durable et transitoire :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$Nu = N1 + N2 \text{ avec : } N1 = 1,35G + 1,5Q ; N2 = 1,35p + 1,5Q$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014.

$$N_u^1 = 100984,72 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 8740,605 \text{ KN}$$

$$N_u = N1 + N2 ; Nu = 109725,325 \text{ KN}$$

$$Mx = -157,52 \text{ KN.m}$$

$$My = 46,64 \text{ KN.m}$$

Avec :

Mx et My : la somme de tous les moments gravités du radier dans la direction considérée (sont données par le logiciel Robot)

- **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$(G + Q) + (P_r + Q_r)$$

$$N^1 = G + Q = 80137,2 \text{ KN}$$

$$N^2 = p_r + Q_r = 6362,05 \text{ KN}$$

$$N \text{ ser} = N1 + N2 = 86499,25 \text{ KN}$$

$$Mx \text{ ser} = -114,76 \text{ KN.m}$$

$$My \text{ ser} = 34,03 \text{ KN.m}$$

- **Situation accidentelle :**

$$[(G + Q \pm E) + Q_r] \text{ et } [(0,8G \pm E)]$$

$$N_{acc} = 106209,73 \text{ KN}$$

$$M_{x,acc} = 189,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,acc} = 153,47 \text{ KN.m}$$

3.5 Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

- **Etat limite ultime (E L U) :**

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{109725,325}{404,9} \pm \frac{157,52}{6774,45} \cdot 14,5 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,71 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} = 3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} = 3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,71 \text{ bars}$$

➤ **Sens-Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{109725,325}{404,9} \pm \frac{46,64}{28657,075} \cdot 7,05 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,71 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} = 3 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,7 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} = 3 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,709 \text{ bars}$$

- **Etat limite service (E L S) :**

- **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = 2,13bars < \bar{\sigma}_{adm} = 3bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,13bars < \bar{\sigma}_{adm} = 3bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,13bars$$

- **Sens-Y-Y :**

$$\sigma_1 = 2,13bars < \bar{\sigma}_{adm} = 3bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,13bars < \bar{\sigma}_{adm} = 3bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,13bars$$

- **Situation accidentelle :**

- **Sens X-X :**

$$\sigma_1 = 2,62bars < \bar{\sigma}_{adm} = 6bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,61bars < \bar{\sigma}_{adm} = 6bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,61bars$$

- **Sens-Y-Y :**

$$\sigma_1 = 2,62bars < \bar{\sigma}_{adm} = 6bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,62bars < \bar{\sigma}_{adm} = 6bars \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,62bars$$

3.6 Vérification de l'effet de sous-pression :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment.

S : Surface d'assise du bâtiment.

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudiée : $P = 96069,54 \text{ KN}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 404,9 \times 10 \times 7,12 = 43243,32 \text{ KN}$$

$$P = 96069,54 \text{ KN} > 43243,32 \text{ KN} \rightarrow CV$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ la structure est stable.

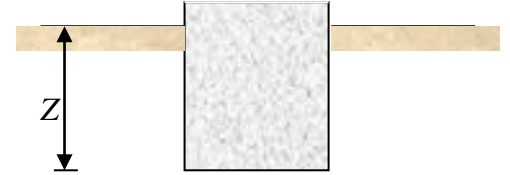


Fig.VII.4: Encrage de la structure

3.7 Ferrailage du radier :

3.7.1 Ferrailage de la dalle :

→ Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

→ La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a. Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m pour le panneau le plus sollicité :

$$q = \sigma_m \cdot 1m$$

$$\begin{cases} q_u = \sigma_m \cdot 1m = 271,16 \text{ KN/ml} \\ q_s = \sigma_m \cdot 1m = 213,75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

	E.L.U	E.L.S
M_x (KN.m)	238,067412	207,420002
M_y (KN.m)	125,556753	136,482361

Tableau VII.5: Tableau récapitulatif des moments dans sens X-X et sens Y-Y

Sens X-X			Sens Y-Y		
N.m	ELU	ELS	N.m	ELU	ELS
M app r (0,3Mx)	71420,2235	62226,0006	M app r (0,3Mx)	37667,0259	40944,7084
M app i (0,5Mx)	119033,706	103710,001	M app i (0,5Mx)	62778,3764	68241,1807
M trav rive (0,85Mx)	202357,3	176307,002	M trav rive (0,85Mx)	106723,24	116010,007
M trav inter (0,75Mx)	178550,559	155565,002	M trav inter (0,75Mx)	94167,5646	102361,771

Tableau VII.6: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

- **Calculs des armatures :**

- L'enrobage :**

Fissuration préjudiciable

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$\varnothing \max \leq \frac{h_0}{10} \text{ avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\varnothing \max \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } \varnothing = 20 \text{ mm}$$

$$C_x = a + \frac{\varnothing}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} = 8 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 34 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 32 \text{ cm}$$

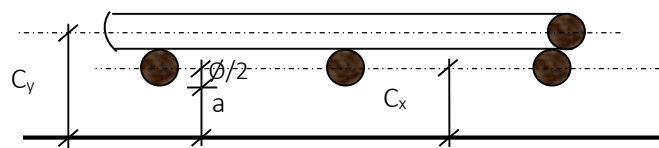


Fig.VIII.5: Enrobage de la dalle

- **Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

Sens X-X

➤ **En travées :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

Chapitre VII : Etude des fondations

$$M_t x = 202357,3 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t x u}{\sigma_b \times 100 \times d x^2} = \frac{202357,3}{14,2 \times 100 \times 34^2} = 0,123$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,165$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,933$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t x u}{\sigma_s \times \beta \times d x} = 18,33 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{min}) = A_{calc} = 18,33 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$6T20 \Rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$(e = 15 \text{ cm})$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 2,83 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d x = 192,27 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11,32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 193794 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{trv} \times service}{I} = \frac{176307,002}{193794} = 0,909$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 10,3 \text{ MPa} \leq \sigma_b \text{ adm} = 0,6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verif.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K \times (d - y_1) = 309,45 \text{ MPa} \geq \sigma_s \text{ adm} = \min\left(\frac{2}{3} F_e; 110 \sqrt{\eta} \times F_{t28}\right) \\ &= 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition non verif.} \end{aligned}$$

Les armatures calculées en ELU sont pas maintenues, on calcul en état limite service.

Chapitre VII : Etude des fondations

$$\mu_1 = \frac{M_{tx\ ser}}{\sigma_{s\ adm} \times b \times dx^2} = \frac{176307,002}{201,63 \times 100 \times 34^2} = 0,0075$$

$$\beta_1 = 0,867 ; K_1 = 22,59$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{s\ adm}}{K_1} = 8,925 \leq \sigma_{b\ adm} = 15\ MPa$$

$$A_{ser} = \frac{M_{tx\ ser}}{\sigma_{s\ adm} \times \beta_1 \times dx} = 29,66\ cm^2$$

Choix des armatures : 10T20 = 31,42 cm²

(e=10cm)

- **En appuis :**

ELU :

$$M_{ax} = 119033,7058\ N.m$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{axu}}{\sigma_b \times 100 \times dx^2} = \frac{119033,7058}{14,2 \times 100 \times 34^2} = 0,072$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0944$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,962$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{axu}}{\sigma_s \times \beta \times dx} = 10,46\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 2,72\ cm^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{min}) = A_{calc} = 10,46\ cm^2$$

- **Choix des armatures:**

$$6T16 \Rightarrow A = 12,06\ cm^2$$

(e = 15 cm)

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1,88\ cm$$

$$E = 2 \times D \times dx = 123,08\ cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9,42\ cm$$

Chapitre VII : Etude des fondations

$$I = \frac{b \times y1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y1)^2 = 137158,65 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mtrv \times service}{I} = \frac{103710,001}{137158,65} = 0,75$$

$$\sigma b = K \times y1 = 7,12 \text{ MPa} \leq \sigma b \text{ adm} = 0,6 \times Fc28 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verif.}$$

$$\sigma s = 15 \times K \times (d - y1) = 278,68 \text{ MPa} \geq \sigma s \text{ adm} = \min\left(\frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta} \times Ft28\right) \\ = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition non verif.}$$

Les armatures calculées en ELU sont pas maintenues, on calcul en état limite service.

$$\mu1 = \frac{Mtx \text{ ser}}{\sigma s \text{ adm} \times b \times dx^2} = \frac{103710,001}{201,63 \times 100 \times 34^2} = 0,004$$

$$\beta1 = 0,894 ; K1 = 32,17$$

$$\sigma b = \frac{\sigma s \text{ adm}}{K1} = 6,27 \leq \sigma b \text{ adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$A \text{ ser} = \frac{Mtx \text{ ser}}{\sigma s \text{ adm} \times \beta1 \times dx} = 16,92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **9T16 = 18,10 cm²**

(e=11cm)

Tant qu'on a utilisé la même méthode dans le sens Y-Y alors on a mis des tableaux des résultats

Sens Y-Y :		
Ferraillage en Travées ELU :		
μ =	0,06516786	
α =	0,0843026	
β =	0,96627896	
As =	9,92	cm ²
Amin =	2,56	cm ²
A =	9,92	cm ²
e min =	44	cm
NBR Barres :	5	
Choix Diametre =	16	mm
ey =	25	cm
section choisie	10,05	cm ²
Vérification ELS		
D =	1,5	cm
E =	98,28	cm131
y1 =	8,52	cm

Chapitre VII : Etude des fondations

I =	108027,518	cm ⁴
K =	1,07	
$\sigma_b =$	9,15	MPa
$\sigma_s =$	387,88	MPa
$\sigma'_b \geq \sigma_b$	Condition verif.	
$\sigma'_s \geq \sigma_s$	Condition non verif.	
Calcul des armatures en ELS		
Sens Y-Y		
$\mu_1 =$	0,00541	
$\beta_1 =$	0,885	
K1 =	28,30	
$\sigma_b =$	7,12	MPa
l'existence de A'	A' n'existe pas	
A service =	19.94	cm ²
Choix Diametre =	16	mm
NBR Barres :	10	
e min =	44	cm
ey =	10	cm
10T16	20,11	cm²

Tableau.VII.7 : Ferrailage des travées sens y-y

Sens Y-Y :		
Ferrailage en Appuis ELU :		
$\mu =$	0,04327554	
$\alpha =$	0,05531847	
$\beta =$	0,97787261	
As =	5,63	cm ²
Amin =	2,56	cm ²
A =	5,63	cm ²
e min =	44	cm
NBR Barres :	4	
Choix Diametre =	16	mm
ey =	25	cm
section choisie	8,04	cm ²
Vérification ELS		
D =	1,2	cm
E =	78,63	cm ³
y1 =	7,74	cm
I =	89989,31	cm ⁴
K =	0,758	
$\sigma_b =$	5,87	MPa
$\sigma_s =$	282,74	MPa
$\sigma'_b \geq \sigma_b$	Condition verif.	

Chapitre VII : Etude des fondations

$\sigma_s \geq \sigma_b$	Condition NON verif.	
<i>Calcul des armatures en ELS</i>		
<i>Sens Y-Y</i>		
$\mu_1 =$	0,00318	
$\beta_1 =$	0,908	
$K_1 =$	39,35	
$\sigma_b =$	5,12	MPa
l'existence de A'	A' n'existe pas	
A service =	11,43	cm ²
Choix Diametre =	16	mm
NBR Barres :	6	
e min =	44	cm
eY =	15	cm
6T16	12,06	cm²/ml

Tableau VII.8 : ferrailage des appuis sens y-y

3.7.2 Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 100 cm de chaque coté

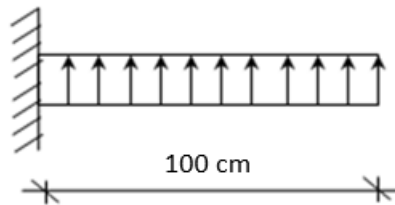


Fig.VII.6: Schéma statique du débordement

ELU :

$$\sigma_m = 271 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 271 \times 1 \text{ ml} = 271 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-ql^2}{2} = -271 \times \frac{1^2}{2} = -135,5 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times 100 \times dx^2} = \frac{271000}{14,2 \times 100 \times 34^2} = 0,078 \quad \mu < \mu_1 \text{ alors A' n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,101$$

Chapitre VII : Etude des fondations

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,959$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times dx} = 11,60 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = \frac{Ft28}{Fe} \times b \times d \times 0,23 = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{min}) = A_{calc} = 11,6 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$6T16 \Rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$(e = 15 \text{ cm})$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1,809 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times dx = 126,63 \text{ cm}^2$$

$$y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 9,58 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y1)^2 = 146200,493 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mtrv \times servuce}{I} = \frac{106816}{146200,493} = 0,0007$$

$$\sigma_b = K \times y1 = 0,007 \text{ MPa} \leq \sigma_b \text{ adm} = 0,6 \times Fc28 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verif.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K \times (d - y1) = 0,278 \text{ MPa} \leq \sigma_s \text{ adm} = \min\left(\frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta} \times Ft28\right) \\ &= 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition verif.} \end{aligned}$$

Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

- **Vérification de l'effort tranchants**

$$T_{max} = qu \times L = 271 \times 1 = 271 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{271000}{100 \times 34 \times 10^2} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(15 \times Fc28 / \gamma_b; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude des fondations

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.7.3 Ferrailage des poutres :

a. Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

Etat	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{Lx}$
ELU [KN]	271	638,5	514,9
ELS [KN]	213	503,32	405,9
ACC [KN]	262	618,05	498,4

Tableau VII.9 : Tableau de calcul des charges équivalentes.

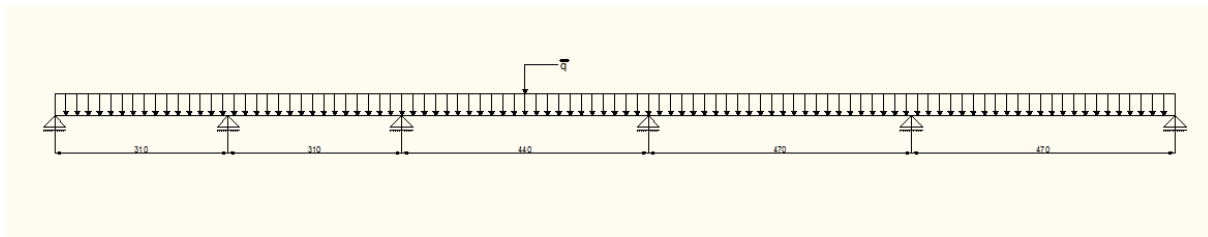
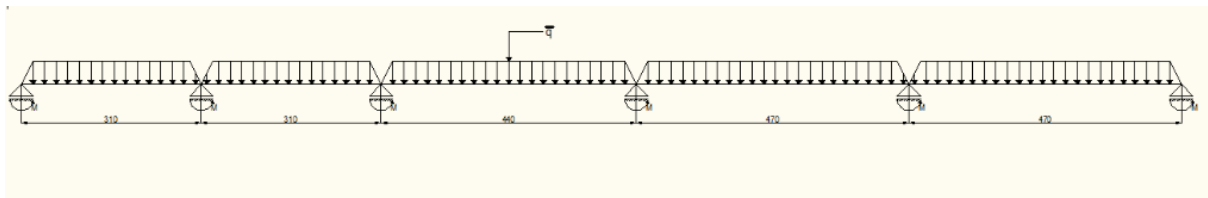


Fig.VII.7 : Distribution des charges sur les poutres principales.

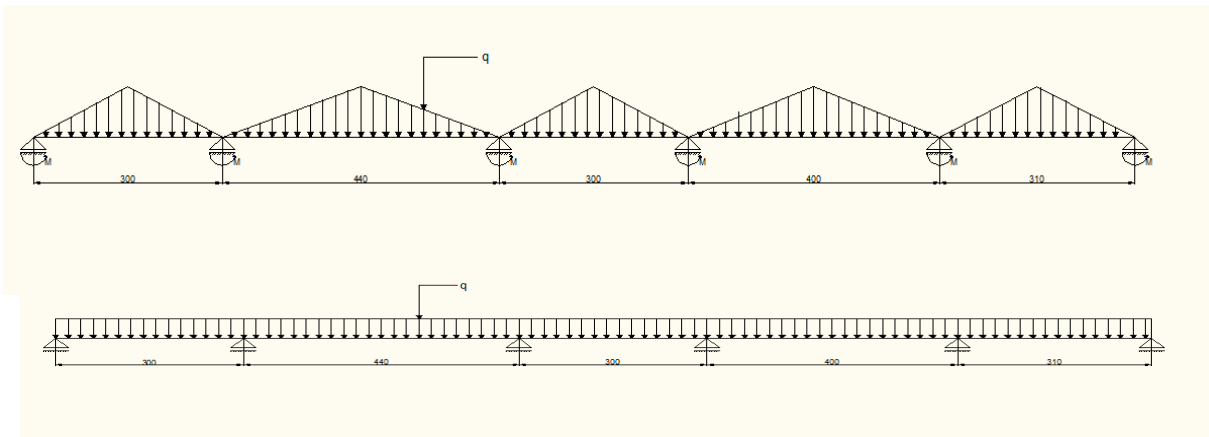


Fig.VII.8 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sollicitations	Poutres Principales		Poutre Secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
E.L.U (KN.m)	-700,5	795,3	-571,7	626,4
E.L.S (KN.m)	-505,5	610,1	-391,3	462,6
ACC (KN.m)	-658,4	704,4	-482,4	557,1
Tu (KN)	1196		967	

Tableau.VII.10: Tableau récapitulatif des sollicitations

- **Calculs des armatures :**
 - **Poutres principales :**
 - **En travées :**

Chapitre VII : Etude des fondations

- E.L.U :

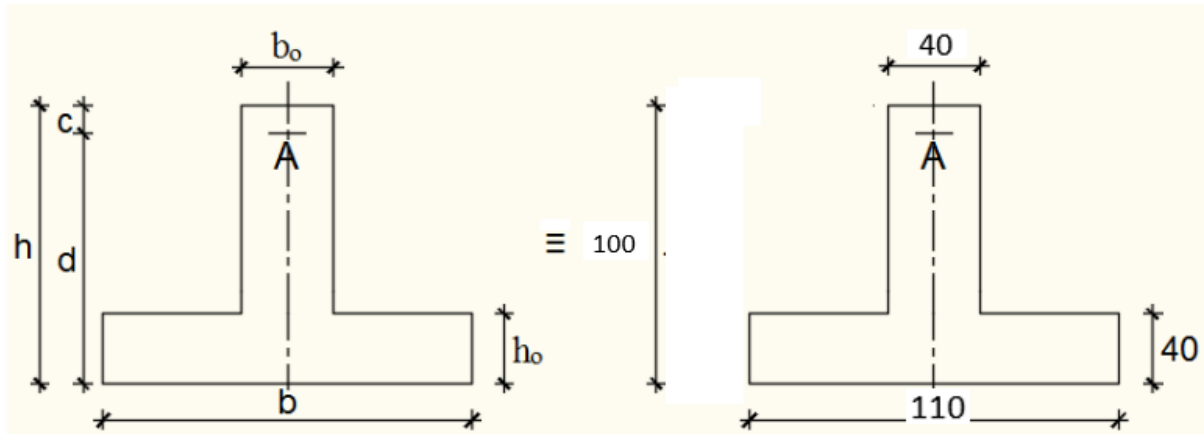


Fig.VII.9 : Section de calculs en travées

$$M_u = -700,5 \text{ KN.m} \geq M_{\text{table}} = 43633 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b×h)

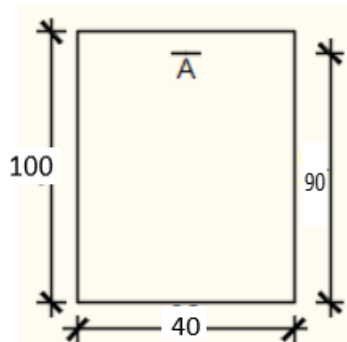


Fig.VIII.10: Nouvelle section de calculs

$$M_{tu} = -700500 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times 100 \times dx^2} = \frac{700500}{14,2 \times 100 \times 90^2} = 0,152$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,208$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,916$$

- Détermination des armatures :

Chapitre VII : Etude des fondations

$$A = \frac{Mtu}{\sigma_s \times \beta \times d} = 24,4 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{Fe} = 4,347 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{min}) = A_{calc} = 24,4 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle :

$$M_{tacc} = -658400 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tacc}}{\sigma_b \times 100 \times d^2} = \frac{658400}{18,48 \times 100 \times 90^2} = 0,152$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,941$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tacc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = 19,42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{Fe} = 4,347 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{acc}; A_{min}) = A_{calc} = 19,42 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{acc}) = A_{calc} = 24,4 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$4T20+4T16+4T14 \Rightarrow A = 26,77 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 10,03 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times dx = 1806,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 33,64 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude des fondations

$$I = \frac{b \times y1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y1)^2 = 1783085,9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mtrv \text{ service}}{I} = \frac{505500}{1783085,9} = 0,28$$

$$\sigma b = K \times y1 = 9,53 \text{ MPa} \leq \sigma b \text{ adm} = 0,6 \times Fc28 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verif.}$$

$$\begin{aligned} \sigma s &= 15 \times K \times (d - y1) = 239,67 \text{ MPa} \geq \sigma s \text{ adm} = \min\left(\frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta} \times Ft28\right) \\ &= 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition non verif.} \end{aligned}$$

Les armatures calculées en ELU sont pas maintenues, on calcul en état limite service.

$$\mu1 = \frac{Mt \text{ ser}}{\sigma s \text{ adm} \times b \times dx^2} = \frac{505500}{201,63 \times 100 \times 90^2} = 0,0007$$

$$\beta1 = 0,952 ; K1 = 89,2$$

$$\sigma b = \frac{\sigma s \text{ adm}}{K1} = 2,26 \leq \sigma b \text{ adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$A \text{ ser} = \frac{Mt \text{ ser}}{\sigma s \text{ adm} \times \beta1 \times dx} = 29,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T20+4T16+2T14 \Rightarrow A = 29,97 cm²

- En appuis :

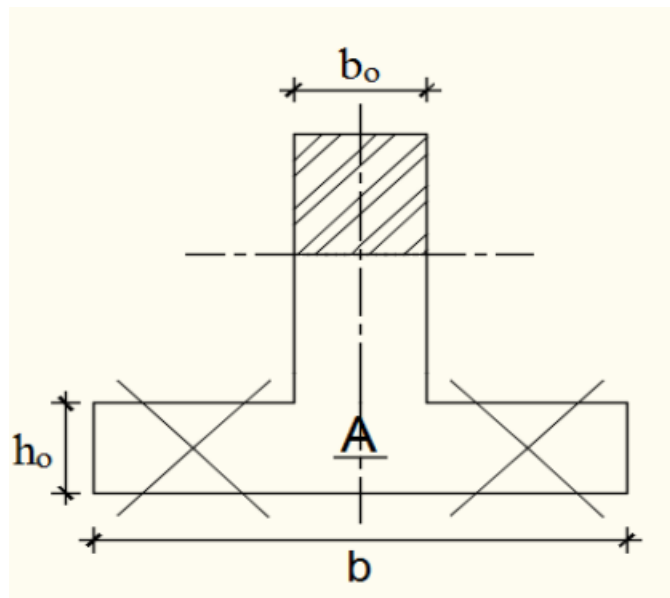


Fig.VII.11 : Section de calculs en appuis

Chapitre VII : Etude des fondations

Remarque : La table de compression se trouve dans la partie tendue on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h$)

$$M_{au} = 795300 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \times 100 \times dx^2} = \frac{795300}{14,2 \times 100 \times 90^2} = 0,173$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,904$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \times \beta \times d} = 28,08 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{Fe} = 4,347 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{min}) = A_{calc} = 28,08 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle :

$$M_{tacc} = 704400 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tacc}}{\sigma_b \times 100 \times d^2} = \frac{704400}{18,48 \times 100 \times 90^2} = 0,117$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,937$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{tacc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = 20,877 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{Fe} = 4,347 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{calc}; A_{acc}; A_{min}) = A = 28,08 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

$$\text{Choix : } 6T20+4T16+2T14 \Rightarrow A = 29,97 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude des fondations

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 11,16 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times dx = 2009,47 \text{ cm}^2$$

$$y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 35,03 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y1)^2 = 1922478,45 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{app \text{ service}}}{I} = \frac{610100}{1922478,45} = 0,31$$

$$\sigma_b = K \times y1 = 11,11 \text{ MPa} \leq \sigma_b \text{ adm} = 0,6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verif.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 15 \times K \times (d - y1) = 261,66 \text{ MPa} \geq \sigma_s \text{ adm} = \min\left(\frac{2}{3} F_e; 110 \sqrt{\eta} \times F_{t28}\right) \\ &= 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non verif.} \end{aligned}$$

Les armatures calculées en ELU sont pas maintenues, on calcul en état limite service.

$$\mu_1 = \frac{M_{a \text{ ser}}}{\sigma_s \text{ adm} \times b \times dx^2} = \frac{610100}{201,63 \times 100 \times 90^2} = 0,00093$$

$$\beta_1 = 0,947 ; K_1 = 79,3$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s \text{ adm}}{K_1} = 2,54 \leq \sigma_b \text{ adm} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{a \text{ ser}}}{\sigma_s \text{ adm} \times \beta_1 \times dx} = 35,5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T25 + 2T20 = 35,73 cm²

On a utilisé les mêmes étapes pour la poutre secondaire

Chapitre VII : Etude des fondations

Armatures	Poutres principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
A (E.L.U) (cm ²)	24,40	28,09	19,56	21,60
A (E.L.S) (cm ²)	29,26	35,50	24,53	29,30
A (ACC) (cm ²)	19,42	20,87	13,9	16,27
A (min) (cm ²)	4,347	4,347	4,347	4,347
A (MAX) (cm ²)	29,26	35,50	24,53	29,30
Choix	6T20+4T16+2T14	6T25 + 2T20	4T20+6T16	6T20+4T16+2T14
A (corr) (cm ²)	29,97	35,73	24,63	29,97

Tableau VII.11: Tableau des résultats du ferrailage des poutres

Vérification de l'effort tranchant :

Tu max =	1196	KN
$\tau =$	1,2	MPa
$\tau^- =$	2,5	MPa
Condition verif.		
Les armatures transversales ne sont pas perpendiculaires à la ligne moyenne		

Tableau VII.12: Tableau de vérification de l'effort tranchant.

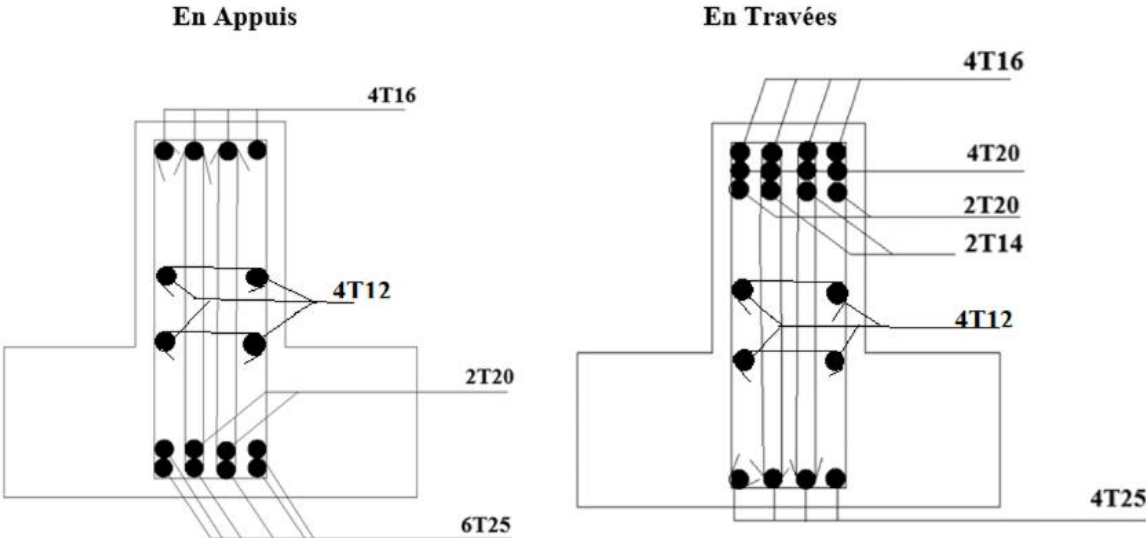


Fig.VII.12 : Dessin de Ferrailage de la poutre principale.

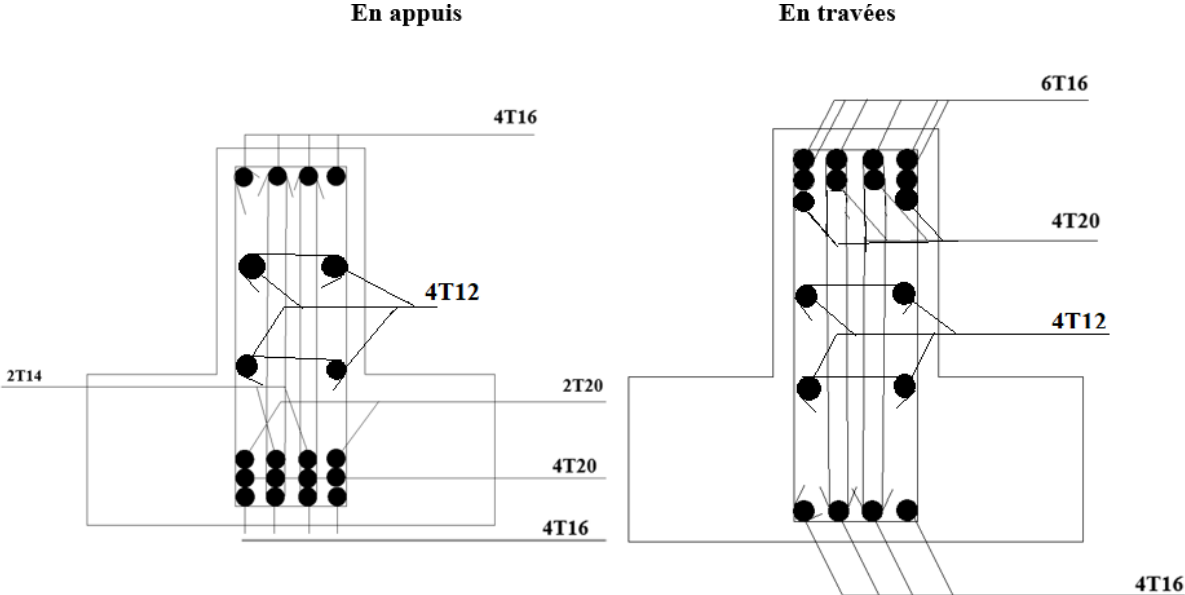


Fig.VII.13 : Dessin de Ferrailage de la poutre secondaire.

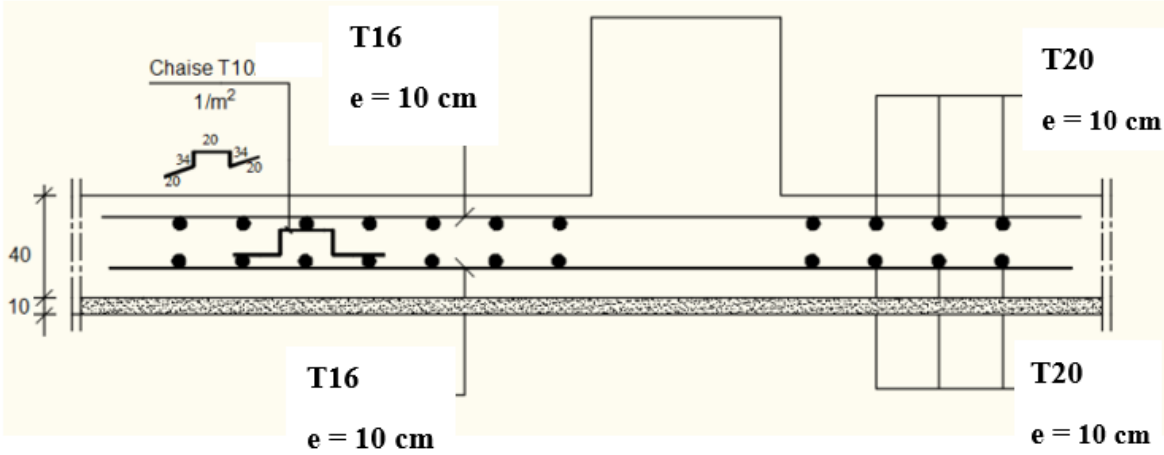


Fig.VII.14 : Dessin de Ferrailage de la dalle du radier.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous avons eu une idée générale, sur les parties étudiées, et nous a permis de prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et d'enrichir nos connaissances requises le long de notre cursus. Il nous a permis également de faire connaissance avec le logiciel de calcul ROBOT et les règlements et codes conçus pour le calcul des structures tel que le CBA99 et le BAEL99. Et d'en faire un certain nombre de conclusions.

Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économique et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le cout du projet.

L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

Cette étude nous a été bénéfique dans le sens où nous avons un peu touché à tout et acquiers des qualités et connaissances qui nous seront utiles pour notre future vie professionnelle.

Références bibliographique

Cours :

- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation **DTR.B.C.2.2**.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2024** (Dessin).
- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014** (Analyse des structures).
- **WORD 2016**.
- **EXCEL 2016**.
- **RDM6** (Calcul des structures par la méthode des éléments finis).
- **ROBOT EXPERT B.A 2010** (Calcul de ferrailage).

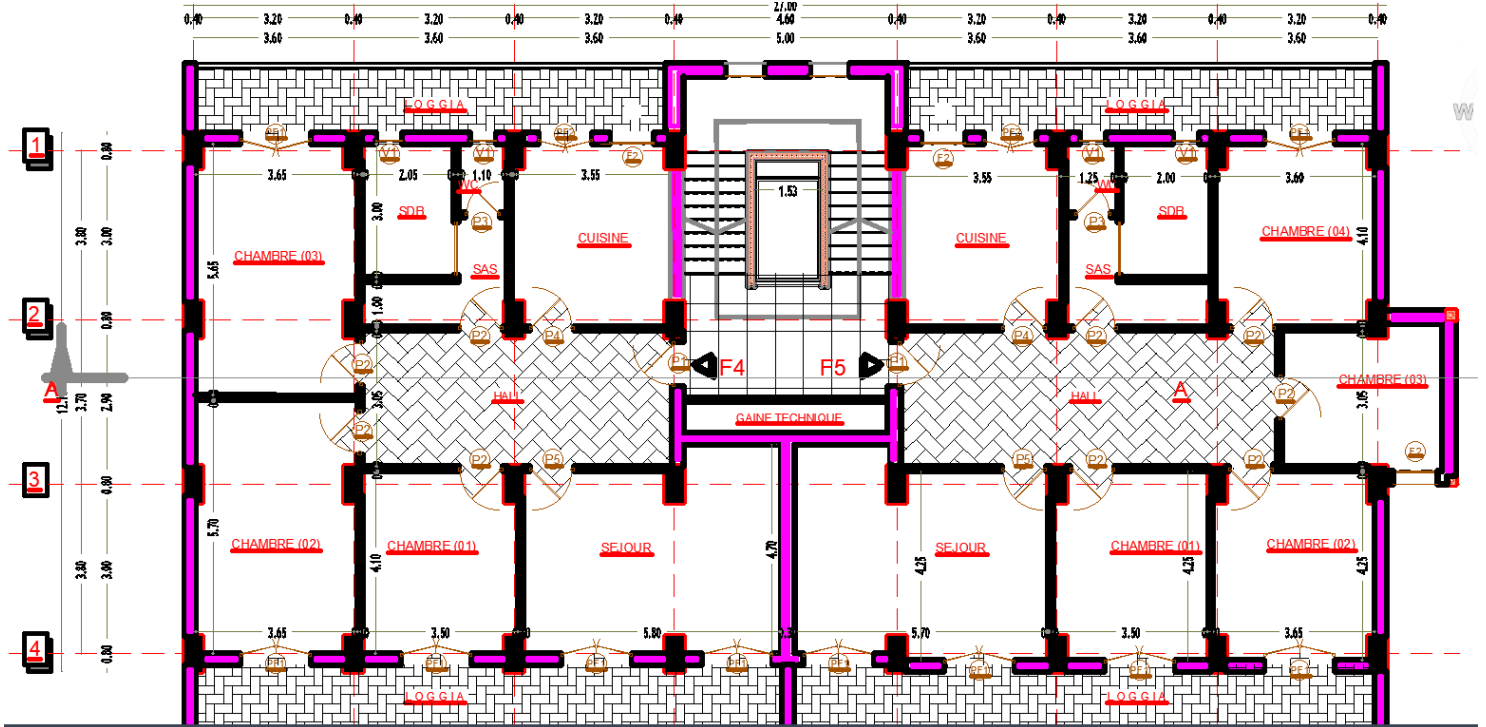
Annexes

Annexe N° 01

Tableaux des sections de ferrailage (cm²)

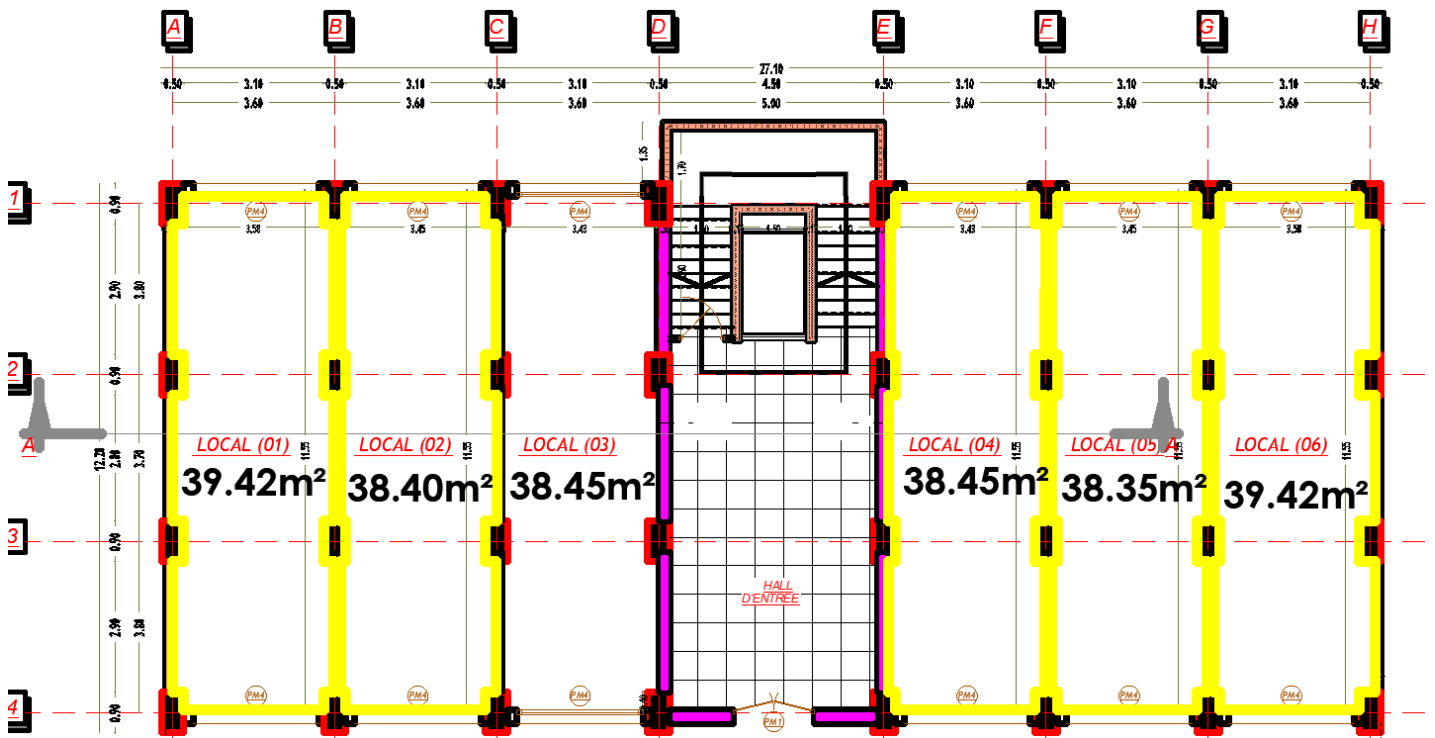
	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,7	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,7	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	74,4
7	1,37	1,98	3,52	5,5	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,3	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,1	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,04	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11	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	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,1	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	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,2	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,38	98,17	160,85	251,33

Annexe N° 02



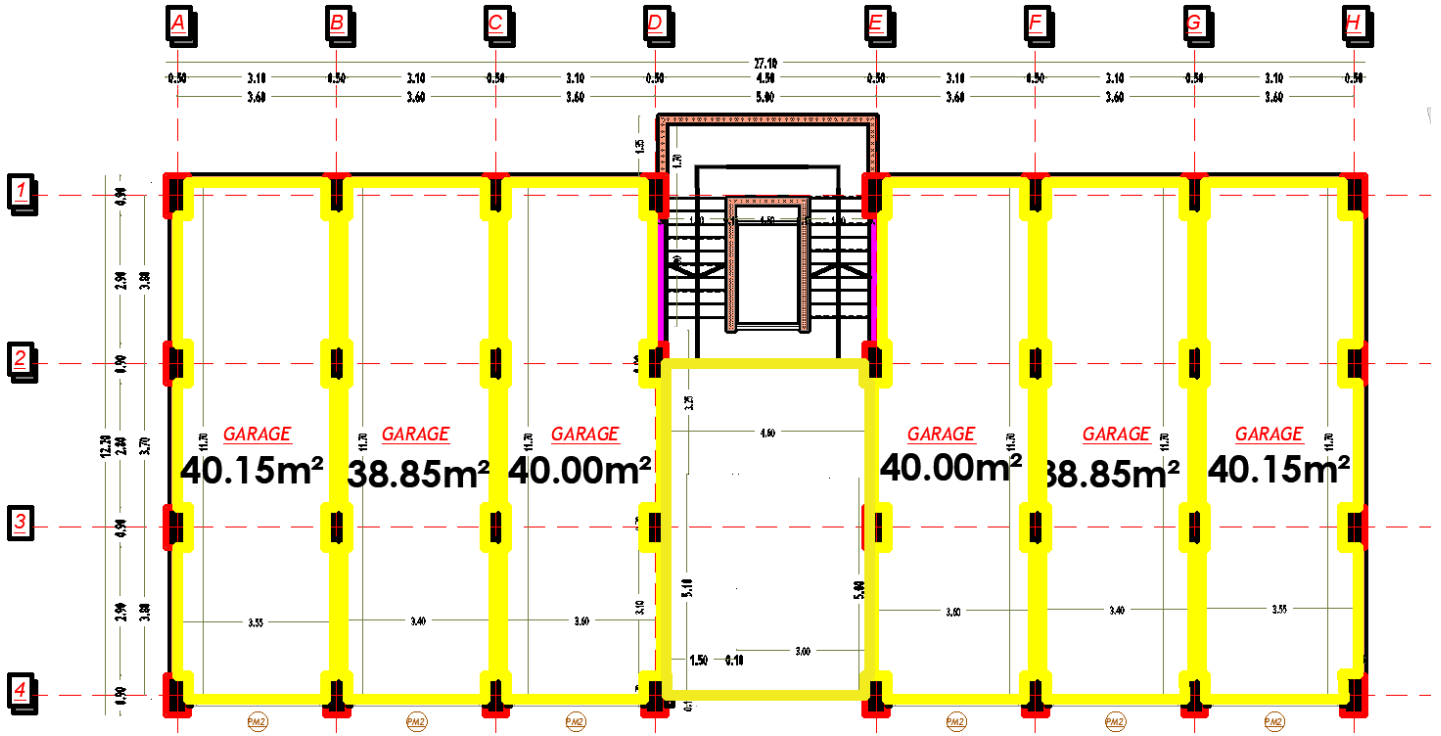
Plan d'étage courant (Habitation)

Annexe N° 04



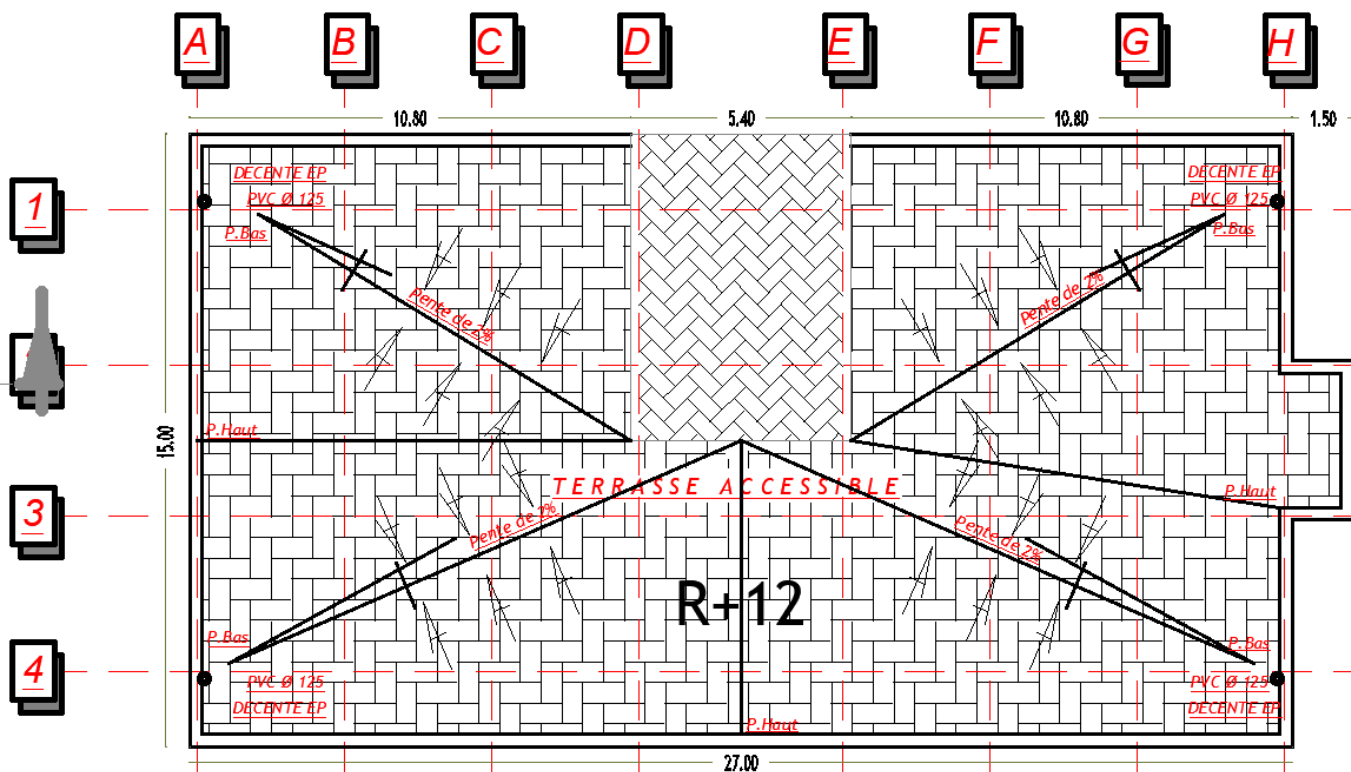
Plan du sous-sol 1 (Stockage)

Annexe N°5



Plan du sous-sol 2 (Parcs)

Annexe N° 6



Plan de terrasse (inaccessible)