

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme :
Master En Génie Civil
Option : Structure
Présenté Par :
Bouchentouf Yamina
Benabdelkrim Mounira

THEME

**Etude d'un bâtiment (RDC+9) avec S-sol a usage d'habitation
et commercial de forme irrégulière
(Système de contreventement mixte)**

Soutenu Le 07/07/2019 Devant le membre de jury composé de :

Pr. Khlafi	Univ. Adrar	Présidente
Mr. Ikhlef	Univ. Adrar	Examineur
Mr. Hamouda Abdelaziz	Univ. Adrar	Encadreur

Année Universitaire 2018-2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicaces

«وما توفيقى إلا بالله عليه توكلت واليه أنيب»

A ma très chère ma mère **Yamina Mehrez** qui a été a mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie, qui m'ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et mon père **Hadj Mohammed**, merci mes parents qui m 'ont sacrifiés toute ma vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon très chère frère **Soulaymane**

A mon oncle **Moulay abdelkrim Mehrez.**

A toute ma famille sans exception.

A tous la promotion de master2 génie civil.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

A celui qui a collaboré pour la réalisation de ce mémoire, à toi **Amina**

.Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Benabdelkrim Mounira



Dédicaces

«وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت واليه أنيب»

A mon très chère soeur **Nour** qui a été a mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie, qui m'ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,

A mon marie **Moulay Ahmed**

A mon père **Moulay Mohammed**

A toute ma famille sans exception.

A tous la promotion de master2 génie civil.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.

A celui qui a collaboré pour la réalisation de ce mémoire, à toi **Mounira**. Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

Bouchentouf Amina

REMERCIEMENT

Nous tenons à exprimer nos remerciement et notes profondes gratitudes avant tout à **ALLAH** le tout puissant pour la volonté, la santé, le courage et la patience, qu'il nous a donné durant toutes ces longues années.

A ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je saisi cette occasion pour remercier tout le monde particulièrement **Mr.Hamouda Abdelaziz** d'avoir accepté de nos encadré et pour ses conseils précieuses et le soutien affectif dont j'ai bénéficié tout au long de la période d'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à remercier vivement toutes personnes qui nous ont aidé à élaborer et réaliser ce mémoire, ainsi à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à accomplir ce travail.

En fin, nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis et collègues pour le soutien moral.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages forme Irrégulière, implanté dans la commune de BIRELDJIR de la wilaya d'**ORAN**, cette région est classée en zone sismique IIa selon le **RPA99version 2003**.

Le **RPA99V2003** et le **B.A.E.L91 modifié99**) ont été utilisés pour les calculs et les vérifications du béton armé, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le logiciel ROBOT, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les voiles. Les voiles périphérique assurés l'ancrage du bâtiment et le radier adopté comme fondation pour supporter les charges et les répartir sur le sol.

Mots clés : bâtiment R+9+sous-sol,béton, RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Abstract

This work presents a detailed study of a residential and commercial building consisting of a basement and a ground floor plus (09) floors, located in the municipality of BIRELDJIR of the wilaya of ORAN, This region is classified in seismic zone IIa, according to the RPA99 version 2003.

For the calculations and the verifications of the reinforced concrete the modified RPA99V2003 and BAEL9199) were used and to ensure and to validate the dynamic study of the structure we used the ROBOT software, in order to determine the different loads due to loads (dead load, live load and seismic load). The porticoes associated with the shell wall provide the bracing. The peripheral sails ensured the anchoring of the building and the foundation raft adopted as a foundation to support the loads and to distribute them on the soil.

Key words:

Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت ارضي وطابق ارضي مع 9 طوابق ببلدية بئر الجير بولاية واهران مصنفة ضمن منطقة زلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعة 2003. تم استخدام RPA99V2003 وBAEL9199 من اجل الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة، لضمان والتحقق من الدراسة الديناميكية للهيكل استعملنا برنامج ROBOT، لتحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيل والتحميل الزلزالي). تتألف دعائم المبنى من أعمدة مرتبطة ببعضها وجدران من الإسمنت المسلحة، هذه الاخيرة بدورها تستعمل في تأمين استقرار البناية وتثبيت محيطها، اما اساسات البناية فتم اختيارها لتحمل الحمولات والقوى المطبقة عليها وتوزعها بشكل منتظم على الارض.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، SAP2000، RPA2003، BAEL91.modifié99.

Table de matière

Chapitre I:Présentations de projet

I. INTRODUCTION	3
I.2. présentation de l'ouvrage	3
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment vois les annexe	3
I.4. Les différents éléments de la structure	4
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.6.Conclusion	11

Chapitre II:Pré dimensionnement et descentes des charges

II.2. Pré dimensionnement des planchers	13
II.3.Descente De Charge	15
II.4.Pré dimensionnement des escaliers	17
II.5. Pré dimensionnement des voiles	19
II.6.Pré dimensionnement des poutres	21
II.7.Pré dimensionnement des poteaux	22
II.8.Acrotère	29
II.9.CONCLUSION	31

Chapitre III: Eléments secondaires

III.1. Introduction	34
III.2.L'acrotère	34
III.2.1 Evaluation des charges	35
III.2.2.Evaluation des sollicitations	35
III.2.3 ferrailage de la section de l'acrotère	37
III.2.4.Vérification a ELS	39
III.2.5.Vérification au séisme	41
III.3. L'escalier	42
III.3.1. Définition	42
III.3.2.Composition d'un escalier	42
III.3.3. dimensionnement d'escalier	43
III.3.4. Evaluation des charges	43
III.3.5. Ferrailage d'escalier	44
III.3.6. Etude de la poutre palière	51
III.3.7.Ferrailage de la poutre palière	53
III.4. Les Balcons	56

III.4.1.Evaluation des charges :	56
III.4.2.Balcon terrasse	56
III.4.3.Balcon d'étage courant	58
III.5.L'ascenseur	61
III.5.1.Introduction	61
III.5.2.Dimensions de la cabine	61
III.5.3.Evaluation des charges	62
III.5.4.Choix des Câbles	63
III.5.5.Vérification au poinçonnement	65
III.5. 6.Calcul des sollicitations à l'E.L.U.R	66
III.5.8.Vérification à l'effort tranchant	71
III.5.9.calcul du mur voile	74
Conclusion	خطأ! الإشارة المرجعية غير معرفة.

Chapitre IV:Etude des Planchers

IV.1. Introduction	76
IV.2.Caractéristiques des poutrelles	76
IV.2.1.Evaluation des charges et surcharges	76
IV.2.2.Combinaison des sollicitations	77
IV.2.3. Domaine de validité de la méthode forfaitaire	77

Chapitre V:Etude sismique

V.1. Introduction	86
V.2. Choix de la méthode de calcul	86
V.3-Méthode d'analyse modale spectrale	86
V-3-1-Principe	86
V-3-2-Domaine d'application	87
V-3-3-Spectre de réponse de calcul	87
V.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	87
V.5. Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)	88
V.6. Interprétation	93

Chapitre VI:Etude des portiques

VI.1. Introduction	100
VI.2. Ferrailage des poutres	100
VI.2.1. Poutres principales (30 ; 40)	101
VI.2.2. Poutres secondaires (30 ; 35)	105
VI.3. Ferrailage des poteaux	110
V I.3.1.Introduction	110

V I.4. Vérification de l'effort tranchant.....	117
VI.5 Ferrillage transversal des poteaux.....	117
V I.5.2 Schéma des ferrillages des poteaux.....	119

Chapitre VII:ETUDE DES VOILS

VII .1.Introduction.....	120
VII. 2. Voiles périphériques	120
VII.3.Conclusion	125

Chapitre VIII:Etude de l'infrastructure

VII.4.Ferrillage des voiles sismique	125
VIII. 1. Introduction.....	133
VIII.1. Définition.....	133
VIII.2. Calcul du radier.....	133
VIII.3. Ferrillage du radier	136
VII.4.Ferrillage des poutres de libages	139

LISTE DES FIGURES

Fig.(I-1) : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	15
Fig.(I-2) : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	17
Fig. (I-3) : Diagramme conventionnel déformations –contraintes de l'acier.....	19
Fig. (II-1) : Dalle en corps creux.....	38
Fig.(II-2) : La poutrelle.....	39
Fig(II-3) : le section de poutrel.....	40
Fig.(II-4) : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible.....	41
Fig.(II-5) : descente de charge de plancher étage courant.....	42
Fig.(II-6) : Descente de charge de balcon.....	42
Fig. (II-7) : coupe d'escalée.....	43
Fig. (II-8) : Coupe de voile en élévation.....	46
Fig. (II-9) : Coupe de voile en.....	46
Fig.(II.10) : Démentions la section de la poutre principale.....	47
Fig. (II-11) : Démentions la section de la poutre secondaire.....	48
Fig. (II-12) : Section réduite du poteau rectangulaire.....	49
Fig. (II-13) : Poteau central	51
Fig. (II-14) : Poteau de rive.....	51
Fig. (II-15) : Poteau d'angle.....	51
Fig.(II-16): Murs extérieurs.....	57
Fig. (II-17) : mur simple cloison.....	58
Fig.(III.1.1): Détail de L'acrotère.....	62
Fig. (III.1.2): Coupe de L'acrotère.....	65
Fig. III.1.3. Déposition des armatures.....	69
Fig.III.3.1. Vu en plan de la cage d'escalier.....	70
FFig. III.3.2. Schéma de l'escalier.....	71

FFig. III.3.3. Schéma (2) del'escalier.....	71
Fig.III.3.4.la charge équivalent.....	73
Fig.III.3.4.Coup de pailasse.....	73
Fig. III.3.5.Schéma statique de la poutre palière.....	80
Fig. III.3.6.Schéma statique de balcon.....	85
Fig. III.3.7. FerrailageDe balcon.....	89
Fig. IV.1. Schéma statique de poutrelles.....	92
Fig. IV.2. Schéma statique de la charge on Plancher étage courant.....	93
Fig. IV.3. les diagramme des moments et les efforts tranchants (ELU&ELS) On(sap 2000).....	95
Fig. IV.4. Schéma de table de comprition.....	95
Fig. IV.5. Ferrailages de la poutrelle.....	102
Fig VIII -1 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de robot 2018).....	155
Fig VIII -2 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-X	155
fig VIII -3 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y- Z.....	155

LISTE DES Tableaux

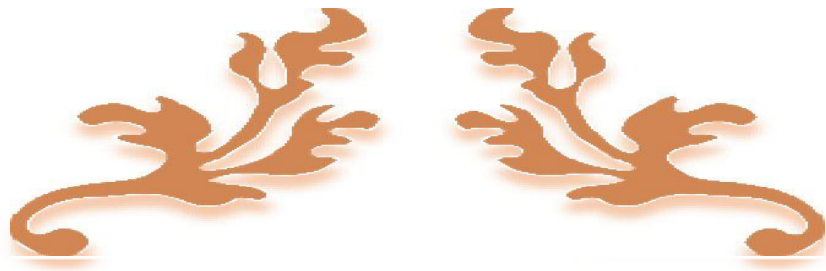
Tableau (I-01) : de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	15
Tableau (I-2): coefficient d'application des charges.....	15
Tableau (I-3): coefficient de sécurité	17
Tableau (I-4): Contrainte de l'acier	18
Tableau (II-1) récapitulatif	40
Tableaux (II-2) : Descente de charge de Plancher étage courant	42
Tableaux (II-3) : Descente de charge de balcon.....	43
Tableaux (II-4) : Descente de charge de - La marche et la contre marche.....	44
Tableaux (II-5) : Descente de charge de Palier.....	45
Tableaux (II-6) : Dégression des Surcharges d'Exploitation.....	50
Tableau.(II-7): les dimension des poteaux centraux.....	54
Tableau.(II-8): les dimension des poteaux d'angle.....	55
Tableau. (II-9): les dimensions des poteaux de rive.....	55
Tableau.(II-10) : vérification de flambement.....	56
Tableaux (II-11): Descente de charge de Murs extérieur.....	57
Tableaux (II-12): Descente de charge de Murs intérieurs.....	58
Tableaux (II-13): Action de calcul.....	59
Tableaux (III-1): évaluation des sollicitations	63
Tableaux (III-2): condition de non fragilité.....	74
Tableaux (III-3): ferrailage de la poutre palière	82
Tableaux (IV -1): calcul de ferrailage de potrelle	96
Tableaux (VII -1): les combinaisons.....	157
Tableau(VIII-1) : facteur de qualité.....	152
Tableau (VIII -2): Caractéristiques massiques et géométriques de la structure.....	154

Tableau VIII -3 : Périodes et facteurs de participation modale de la.(Résultats Robot 2018).....	156
Tableau VIII-4 : Les réactions à la base.....	159
Tableau VIII-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	159
Tableau VIII-6 : vérification des déplacements.....	160
Tableau VIII -7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).....	161
Tableau VIII -8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).....	161
Tableau VIII -9: vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal.....	162

LISTE DES NOTATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **As** : Aire d'une section d'acier.
- **At** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures.
- ϕ : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- : Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- **G** : Charge permanente.
- **V0** : Effort tranchant a la base.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **Tu** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **St** : Espacement.
- **e** : Epaisseur, Indice des vides.

- **F** : Force concentrée.
- **f** : Flèche.
- **L** : Longueur ou portée.
- **Lf** : Longueur de flambement.
- **Ip** : Indice de plasticité.
- **Ic** : Indice de consistance.
- **W** : Poids total de la structure.
- **d** : Hauteur utile.
- **Fe** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **Mu** : Moment à l'état limite ultime.
- **Mser** : Moment à l'état limite de service.
- **Mt** : Moment en travée.
- **Ma** : Moment sur appuis.
- **M0** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- **I** : Moment d'inertie.
- **fi** : Flèche due aux charges instantanées.
- **fv** : Flèche due aux charges de longue durée.
- **Ifi** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- **M** : Moment, Masse.
- **Eij** : Module d'élasticité instantané.
- **Evj** : Module d'élasticité différé.
- **Es** : Module d'élasticité de l'acier.
- **fc28** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- **ft28** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **Fcj** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **K** : Coefficient de raideur de sol.
- **Y** : Position de l'axe neutre.
- **I0** : Moment d'inertie de la section totale homogène.



Introduction

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

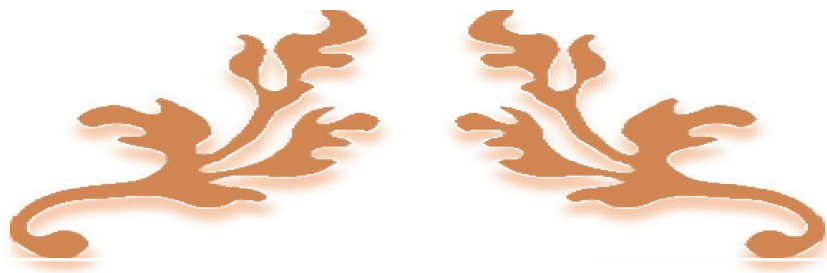
Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment Comportant un RDC + 9 étages (R+9), dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT. Il nous a permis outre la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, et les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93"

Ce mémoire est articulé sur 8 chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre est la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre est fait l'étude des éléments non structuraux(acrotère, escalier...).
- Le quatrième chapitre consiste au calcul des planchers sur le bâtiment et leurs ferrailages
- Le cinquième chapitre traite le problème dynamique du bâtiment et la détermination de l' action sismique.
- Le sixième chapitre comporte le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres),
- Le septième chapitre comporte l'étude de viols
- Le huitième chapitre consacré à l'étude des fondations.



Chapitre: I

Présentations de projet

I. INTRODUCTION

Le but d'un calcul d'une structure est d'assurer que son comportement demeure compatible pendant toute la durée de sa vie.

En effet, il n'est qu'une procédure de vérification de projet conçu à partir de l'expérience accumulée de l'intuition acquise et essentiellement de l'invention de l'ingénieur.

Par ailleurs, elle n'est pas la seule méthode susceptible de garantir qu'un ouvrage offre une probabilité satisfaisante, de supporter sans dommage les charges prévues, il y a qu'une structure n'est durable que si les matériaux utilisés à leur mise en œuvre répondent aux exigences des qualités sur lesquelles sont basés les calculs.

I.2. présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à calculer les éléments d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation et commerciale) composé d'un sous sol +(RDC+9 étage) possède un décrochement en plan(forme irrégulière).

Cet ouvrage est implanté à la "commune de Bir Eldjir / wilaya D'oran." qui classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après le règlement parasismiques algériens (RPA 99/Version 2003) [1].

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment vois les annexe :

1. Dimension en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment :..... $H_t = 30\text{m}$
- ❖ Hauteur d'étage courant :..... $H = 3\text{m}$
- ❖ Hauteur de rez- de chaussé :..... $H = 3\text{m}$
- ❖ Hauteur de s-sol:..... $H = 4\text{m}$

2. Dimensions en plan :

- ❖ Longueur du bâtiment :..... $L_1 = 24.71\text{m}$
- ❖ Largeur du bâtiment :..... $L = 24.71\text{m}$

3. Données du site :

- ❖ Le bâtiment est construit sur un sol meuble avec une contrainte admissible du sol d'assise $\sigma_{\text{sol}} = 2,5$ bars, l'ancrage est à 3,1 mètres.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon la classification des ouvrages, suivant leur importance d'après les règles parasismiques algériennes « R.P.A 99 version 2003 » [1].

❖ Le site est considéré comme ferme: catégorie S3.

I.4. Les différents éléments de la structure :

❖ Le Contreventement :

Le contreventement est assuré par un système mixte (portique + voile) suivant les deux sens (transversal et longitudinal) [2].

❖ Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses. –

Murs intérieurs: sont composés de brique creuse d'épaisseur 10cm.

Le cloisonnement du bâtiment se fait en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, pour séparation entre les chambres et réserves pour les placards.

Murs extérieurs : sont composés de brique creuse d'épaisseur 30cm (double parois).

Les murs extérieurs seront conçus en double cloison (15 + 10)cm avec une lame d'air de 5 cm qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique.

❖ Les escaliers :

L'escalier droit à deux volées avec un seul palier utilisé pour RDC et étage courant

❖ L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en maçonnerie de 60cm

de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

❖ Le plancher :

Sont réalisés en corps creux, le plancher terrasse analogue à ceux des étages courants est surmontés d'une couche d'isolation thermique

❖ Le coffrage :

Le coffrage utilisé pour réaliser ce projet est un coffrage métallique permettant d'assurer un monolithisme parfait de la structure ainsi qu'une rapidité d'exécution des travaux.

❖ La Conception :

Les éléments porteurs sont continue sur toute leur hauteur jusqu'aux fondations en vue d'éviter des effets de cisaillements parasite (assure la continuité de la structure).

❖ Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour le mur extérieur et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant pénétration des eaux pluviales.

❖ **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de mur extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

Outre l'isolation thermique est assuré par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

a) Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction [3].

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ❖ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ❖ 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- ❖ 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- ❖ 175 L d'eau de gâchage

- **Résistance mécanique du béton :**

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

Tableau (I-01) : la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton [5]

f_{cj}	$f_{c28} \leq 40\text{MPa}$	f_{cj}	$40\text{MPa} < f_{c28} \leq 60\text{MPa}$
$j < 60$	$\frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$	$j \leq 28$	$\frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28}$
$j \geq 60$	$1,10f_{c28}$	$28 < j < 60$	$f_{c28}=f_{cj}$

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

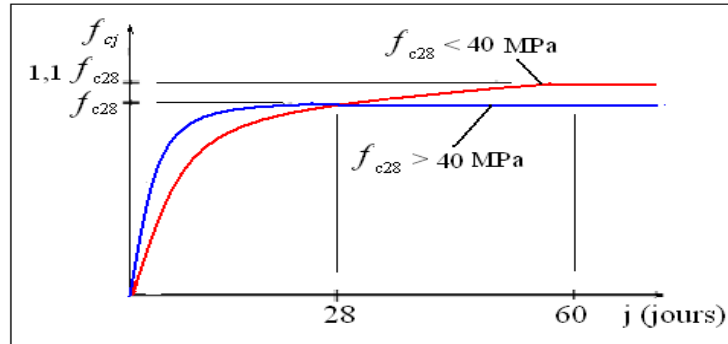


Fig.(I-1) : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par les relations :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ cette formule étant valable pour les valeurs de f_{cj} au plus égales à 60MPa (BA BAEL91 et DTU)[5]

Donc pour $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

❖ **Module de déformation instantanée :**

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28}=25\text{MPa}$; $E_{i28}=32164,2 \text{ MPa}$

❖ **Module de déformation différée :**

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28}=25\text{MPa}$; $E_{v28}=10818,9 \text{ MPa}$

d. Coefficients de poisson :

$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ avec :

$(\Delta d/d)$ Déformation transversale

$(\Delta l/l)$ Déformation longitudinale

e. Le coefficient de poisson est égal à :

$\nu = 0,20$ par la justification aux ELS (section non fissurée)

$\nu = 0$ dans le cas des ELU.

f.Contraintes limites :

❖ **Contrainte limites de cisaillement : BAEL91.Art A5.1, 2.1.1 [5]**

La détermination de la contrainte tangente limite ultime $\bar{\tau}_u$ dépend des cas rencontrés :

Cas des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$)

• Fissuration peu préjudiciable..... $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$

• Fissuration préjudiciable-..... $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$

Cas des armatures transversales inclinées à ($\alpha = 45^\circ$)..... $\bar{\tau}_u = \min\left(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$

• Cas des dalles $\bar{\tau}_u = \min\left(0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}\right) \dots$ (BAEL91.5.2, 2)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \text{ Avec : } \begin{cases} b_0: \text{Largueur de la pièce} \\ d: \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

❖ **contrainte limite à la compression:[5]**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ Avec}$$

θ : est un coefficient d'application des charges

Tableau (I-2): coefficient d'application des charges[5]

θ	Durée d'application
1	>24h
0,9	$1 \leq \text{durée} \leq 24h$
0,85	Si durée < 1h

Pour notre projet : la durée d'application >24h $\Rightarrow \theta=1$

• Y_b : Coefficient de sécurité

Tableau(I-3): coefficient de sécurité [5]

Y_b	Les cas	σ_{bc} (MPa)
1,5	cas général	14,17
1,15	cas de combinaisons accidentelles	18,5

• **Contraintes de service à la compression : (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)[5]**

$$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Diagramme contraintes déformations : [5]**

a. **ELU**

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

Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

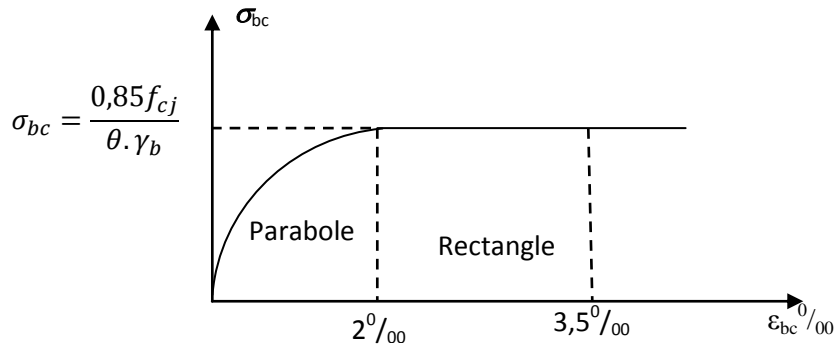


Fig.(I-2) : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Avec :

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

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

σ_{bc} : contrainte de compression du béton.

2. Les aciers :

Les aciers utilisés sont trois types :

- Barres a haute adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales FeE400 $f_e= 400$ MPa.
- Barres ronde lisses (R.L) pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers) FeE500, $f_e= 400$ MPa.
- Treillis soudés (T.S) constitués par des barres se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.
- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_c = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau (I-4): Contrainte de l'acier

Les cars	γ_s	σ_c MPa
Général	1,15	348
Accidentelle	1,00	400

a) Contrainte limites de traction des armatures [5] :

- ❖ Fissuration peu préjudiciable..... $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ pas de limitation
- ❖ Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa
- ❖ Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec

η : coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1: \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6: \text{pour les haute adhérences avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3: \text{pour les hauts adhérences avec } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

b) Coefficient de scellement :

$\Psi_s = 1,5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1,0$ pour les R.L

c) Poids volumique :

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{KN/m}^3$

Acier..... $\gamma = 78,5 \text{KN/m}^3$

d) Diagramme déformation contrainte de calcul [5]:

$E_s = f(\varepsilon^0/_{00})$.

Le module d'élasticité longitudinale $E_s = 2. 10^5$ Mpa

Dans les calculs relatifs eux états limités, on introduit un coefficient de sécurité γ_s

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

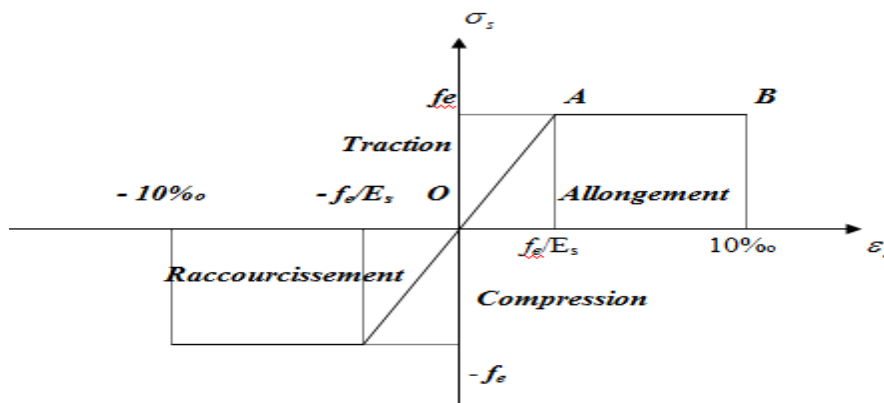


Fig. (I-3) : Diagramme conventionnel déformations –contraintes de l'acier.

e) Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L.91 [5] on distingue deux états limites de calcul :

Etat limite ultime de résistance E.L.U.R.

Etat limite ultime de service E.L.S.

•**E.L.U:**

Il consiste à l'équilibre entre la sollicitation d'action majorées et les sollicitations résistante calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorée ce qui correspond aussi au règlement parasismique Algérien (R.P.A 99) [1].

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

•**E.L.S :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassement des contraintes limités.

f. REGLES ET NORMES DE CALCUL :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

❖ **RPA 99.V 2003 :**

Ces règles parasismiques algériennes sont utilisées pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique,est aussi utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armature dans ces mêmes éléments

❖ **Les règles BAEL 91 :**

Sont utilisées pour le pré-dimensionnement, et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage, il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble.

❖ **DTR-B.C 2.2 :**

Document fournie les charges permanentes et charges d'exploitation

❖ **CBA93 :** règlement conception de calcul des structures en béton arme.

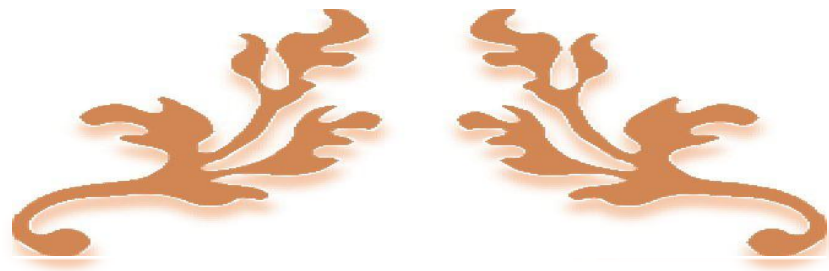
Logiciel utilisé :

Afin de réaliser l'étude des portiques, le passage informatique est indispensable afin de faciliter les calculs. Pour cet effet, nous avons utilisé le logiciel «**ROBOT**».

I.6.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une description générale de notre projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et les règlements en vigueur.

Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage.



Chapitre: II

Pré dimensionnement et descentes des charges

II .1.Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003**[1] et du **CBA93**[6]. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planches déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

- **Planches en corps creux :**

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

a. Condition de flèche :

$$\frac{l}{25} < h_t < \frac{l}{20} \quad \text{on a } l = 4,33\text{m}$$

l : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

h_t : L'épaisseur totale du plancher.

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

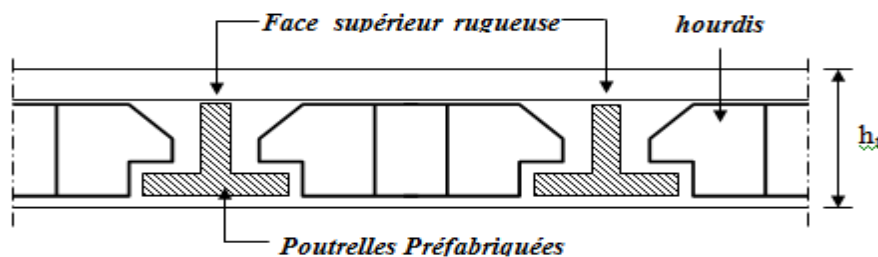


Fig. (II-1) : plancher en corps creux.

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Donc, $h_t \geq \frac{l}{22,5}$ $h_t \geq 19,24$

On adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de $h_t=20\text{cm}$ et en choisit des planchers à Corps-creux de type (16+4) $\begin{cases} 16\text{cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4\text{cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$

Remarque : le choix d'une épaisseur (16+4) est dicté par disponibilité des matériaux sur le marché et dans le but d'un formier l'épaisseur de tous les panneaux du plancher. On vérifiera la flèche après le ferrailage selon la référence [BAEL 91][5].

- **Les Poutrelle :**

Les poutrelles sont des sections en « T » ayant les dimensions suivantes

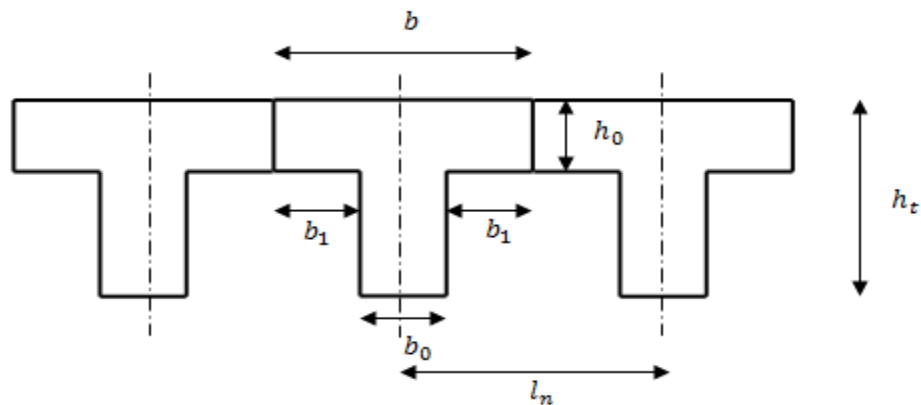


Fig. (II-2) : L poutrelle

- ❖ l_n : distance entre axes de nervures : $l_n = 60\text{cm}$; tel que : $80\text{ cm} \geq l_n \geq 50\text{cm}$.
- ❖ h_t : la hauteur de la nervure : $h_t = 20\text{cm}$.
- ❖ h_0 : la hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm}$
- ❖ b_0 : épaisseur de la nervure : $0.3d \leq b_0 \leq 0.5d$, avec : $d = 0.9h_t$
donc $5,4 \leq b_0 \leq 9 \longrightarrow b_0 = 10\text{cm}$

D'après les règles B.A.E.L [5], la dalle de compression sera dimensionnée comme suit :

$$b_{1 \min} = \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

$$b_{1 \min} = \begin{cases} b_1 = 25 \text{ cm.} \\ b_1 = \frac{433}{10} = 43.3\text{cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases} \quad b_1 = \min(25 ; 46 ; 28)$$

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

On prendra donc $b_1 = 25 \text{ cm}$.

Vérification

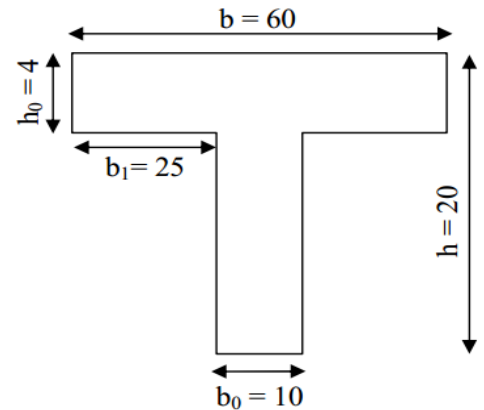
$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 25 + 10 \Rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

$$b = L_n = 60 \text{ cm}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (Fig. II.3)

Tableau (II-1) récapitulatif

Épaisseur de la dalle de compression	4cm
Épaisseur de l'entrevous	16cm
La largeur b_0 des nervures	10 cm
Distance L_n entre deux nervures	60cm
Entraxe des nervures	60cm



- **balcon :**

Dans notre projet on a un type de balcon :

Avec : L_x : la plus petite dimension de la dalle ; Avec $L_x = 1,2 \text{ m}$

L_y : la plus grande dimension de la dalle ; Avec $L_y = 3,60 \text{ m}$

On choisit l'épaisseur d'après les conditions suivantes :

a. Condition de résistance à la flexion [5]:

Pour le calcul des dalles, nous distinguerons deux cas :

a-dalle travaille dans deux (02) sens si : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$ et la dalle est uniformément chargée avec $\frac{L_x}{45} \leq h \leq \frac{L_x}{40}$

b-dalle travaille dans un (01) seul sens si: $L_x / L_y < 0,4$ avec $\frac{L_x}{35} \leq h \leq \frac{L_x}{30}$

Donc :

$$L_x / L_y = 1,2 / 3,60 = 0,33 \text{ dalle ne portant que dans deux sens}$$

$$\text{Donc } 2,67 \leq h \leq 9 \Rightarrow h = 5 \text{ cm}$$

II.3.Descente De Charge :

1. Introduction :

La descente des charges a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

2. Plancher terrasse :

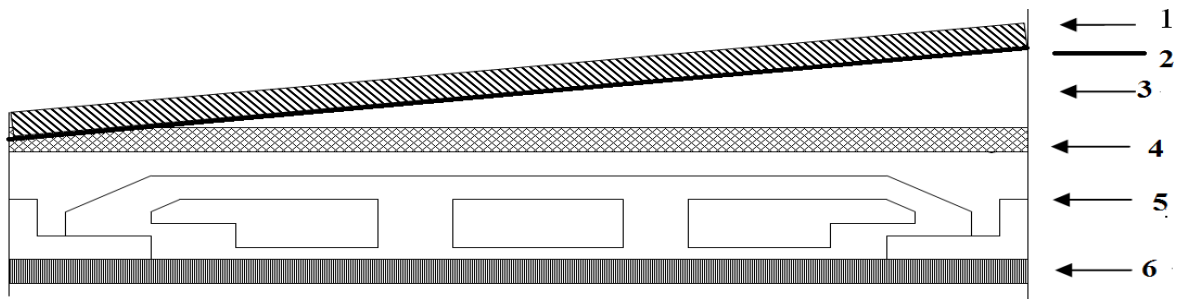


Fig.(II-4) : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible

Tableaux (II-1) : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse			
CHARGEMENT	1-	Gravions roule de protection (4 cm).	0,80 kN/m ²
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	0,12 kN/m ²
	3-	Forme de pente (10 cm).	2,2 kN/m ²
	4-	Isolation thermique en liège (4 cm).	0,16 kN/m ²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2 ,8kN/m ²
	6-	Enduit sous plafond en ciment (2 cm).	0,20 kN/m ²
-Charge permanente totale $G=6,28\text{KN/m}^2$			
-Charge d'exploitation de terrasse inaccessible $Q=1\text{KN/m}^2 \dots [4]$			

3. Plancher étage courant

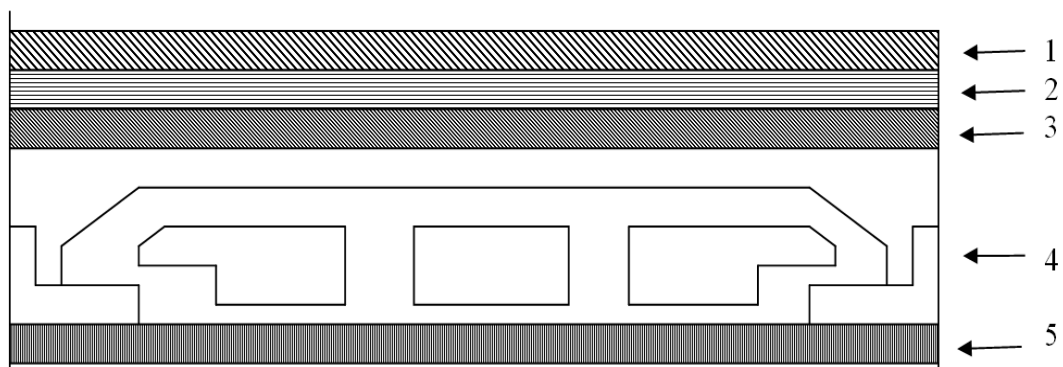


Fig.(II-5) : descente de charge de plancher étage courant

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Tableaux (II-2) : Descente de charge de Plancher étage courant

Plancher étage courant (habitation)			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	0,44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	0,40 kN/m ²
	3-	Lit de sable (3 cm).	0,54 kN/m ²
	4-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	2,8kN/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	0,20 kN/m ²
	6-	Cloison de séparation	1 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> - Charge permanente totale $G = 5,38 \text{ KN/m}^2$ - Charge d'exploitation (habitation) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$[4] 			

4. Balcon

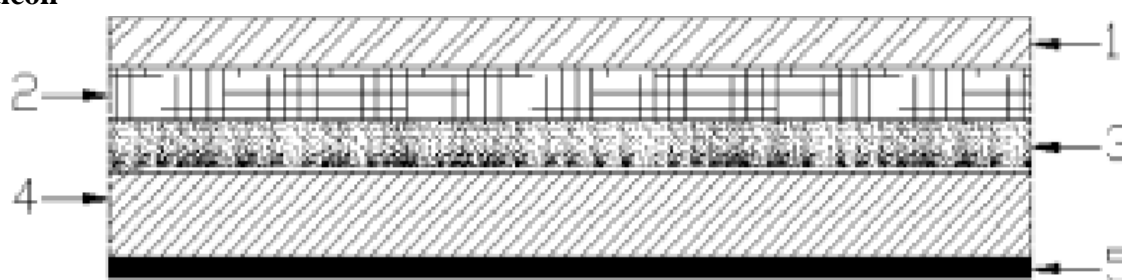


Fig.(II-6) : Descente de charge de balcon

Tableaux (II-3) : Descente de charge de balcon

balcon :			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (e=2cm)	0,44 kN/m ²
	2-	Mortier de pose (e=2cm)	0,40 kN/m ²
	3-	Lit de sable(e=2cm)	0,36 kN/m ²
	4-	Dalle pleine (16 cm).	4,00 kN/m ²
	5-	Enduit ciment (e=2cm)	0,4 kN/m ²
<ul style="list-style-type: none"> - Charge permanente totale $G=5,6 \text{ KN/m}^2$ - Charge d'exploitation $Q=3,50 \text{ KN/m}^2$[4] 			

II.4.Pré dimensionnement des escaliers :

ces marches sont encastrées à une extrémité sur un voile et libre à l'autre, dans ce cas ; on considère qu'on a un escalier à marche porteuse avec une pailleuse d'épaisseur $e_p = 6 \text{ cm}$ armées par une T.S Ø 6 (200x200) cm²

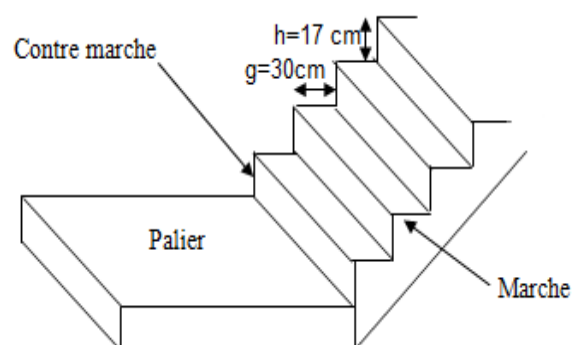


Fig. (II-7) : coupe d'un escalée

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Pour le RDC (H=3m)

a. Caractéristiques techniques:

Hauteur : H=3 m (RDC)

Giron : $g=30$ cm

Hauteur de la marche « h » à partir de la formule de « BLONDEL »

$66 \text{ cm} \geq g + 2h \geq 59 \text{ cm}$. Donc : $14,5 < h < 18$

h : varie de 15 cm a 18 cm

g : varie de 22 cm a 33 cm

Pour $h = 17$ cm

$n = H/h = 300/17 = 18$ cm

n : nombre de contre marches

on aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches

$n-1$ marches donc $9-1 = 8$ marches dans un seul volée

b. Condition de dégagement rapide des escaliers :

$1,5 \text{ m} \leq$ l'embranchement $\leq 2\text{m}$ pour les bâtiments publics
Escaliers à deux volées avec un quartier en palier

Conclusion : en ce qui concerne les dimensions des escaliers, on retiendra les valeurs suivantes :

- Hauteur de la contre marche $h = 17\text{cm}$;
- Largeur du giron $g = 30\text{cm}$;
- Epaisseur de la paillasse et palier : $e = 11\text{cm}$ $\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$

$8.8 \leq e \leq 11.73$

• Descente de Charge:

Tableaux (II-4) : Descente de charge de - La marche et la contre marche

La marche et la contre marche			
CHARGE MENT	1-	Revêtement horizontal	0,312 kN/m ²
	2-	Revêtement vertical 0,312.h/g	0,177 kN/m ²
	5-	Poids propre des marches $25 \times h_{\text{mov}}$	3,85 kN/m ²
	7-	Enduit en ciment 0,2	0,4 kN/m ²
- Charge permanente totale $G=5,88\text{KN/m}^2$			
- Charge d'exploitation $Q=2,5\text{KN/m}^2$ [4]			

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Tableaux (II-5) : Descente de charge de Palier

CHARGEMENT	Palier		
	1-	- Revêtement carrelage horizontal (2cm)	0,44KN /m ² .
	2-	Mortier de pose horizontal (3cm)	0,6 KN/m ² .
	3-	Lit de sabale (2 cm)	0,54 KN/m ² .
	4-	Poids propre du palier (6 cm)	1,5 KN /m ² .
	5-	Enduit en ciment (2 cm)	0,4 KN /m ² .
- Charge permanente = 3,48 KN/m ²			
- Charge d'exploitation Q=2,50 KN/m ² [4]			

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Le Prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003** [1]. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ❖ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- ❖ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- ❖ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 [1] « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 [1] « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux $e \geq \max (h_e/25, 15\text{cm})$.

- ❖ Pour les voiles avec un seul about sur un poteau $e \geq \max (h_e/22, 15\text{cm})$.
- ❖ Pour les voiles à abouts libres $e \geq \max (h_e/20, 15\text{cm})$.

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Comme indique la figure ci-après :

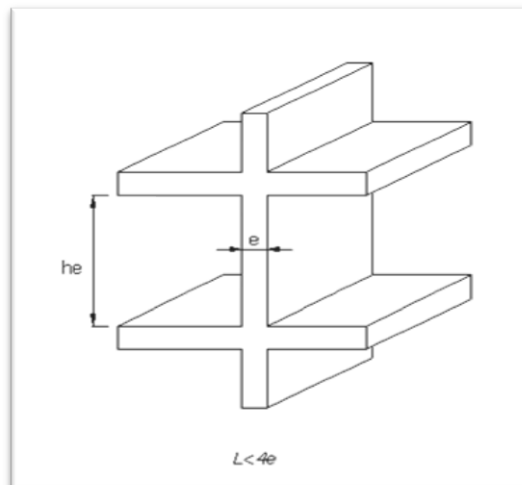


Fig. (II-8) : Coupe de voile en élévation.

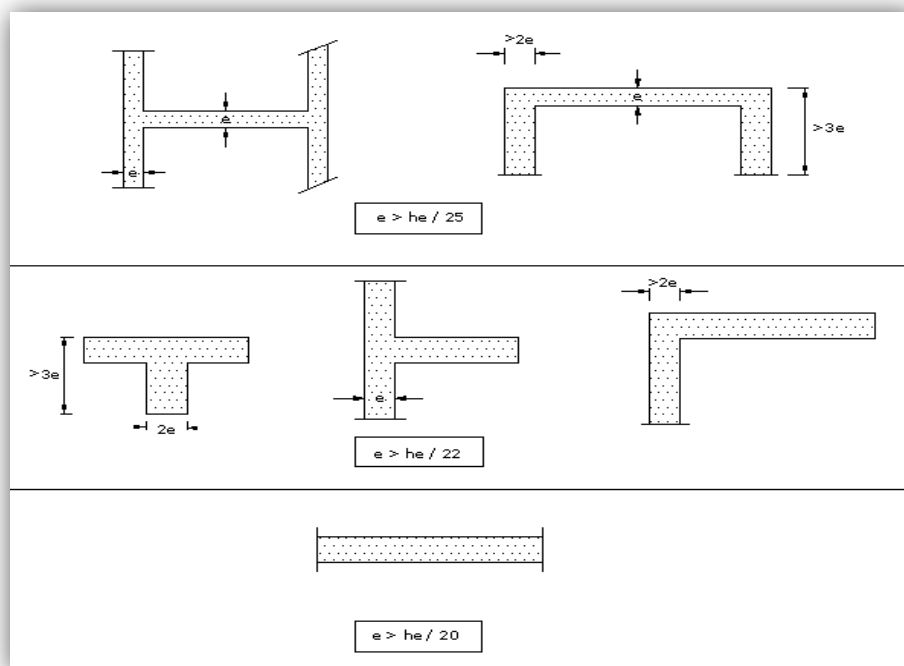


Fig. (II-9) : Coupe de voile en plan.

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec : $h=3\text{m}$
Le **RPA99/version2003** [1] considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

- ❖ $L \leq 4e$
 - ❖ $e \geq h_e / 20$
- $h_e = 3,0, 2, 8 \text{ m}$
- $e \geq \max (h_e/20; 15).$

$e \geq \max (14;15)$.

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

- **Disposition des voiles :**

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ❖ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ❖ Minimiser les effets de torsion

II.6. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre structure sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules données par le BAEL 91 révisée 99[5] et vérifiées par la suite selon le RPA 99 / version 2003[1].

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, deux types de poutres sont distingués :

1. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.

- ❖ elles relient les poteaux.
- ❖ elles supportent la dalle.

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis $\Rightarrow L_{\max} = 432 \text{ cm}$

h_t : hauteur totale de la poutre

$$28.8 \leq h \leq 43.2 \text{ donc } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$16 \leq b \leq 32 \text{ donc } b = 30 \text{ cm}$$

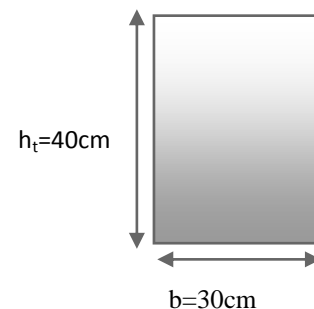


Fig.(II.10) : Définitions la section de la poutre principale

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

D'après le **RPA 99 / version 2003 art.7.5.1 [1]** :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ❖ $h / b < 4 \Rightarrow 40 / 30 = 1,33 < 4$ Condition Vérifiée.

h peut être ramené à 20cm dans les ouvrage contreventés par voiles.

2. les poutres secondaire :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis $\Rightarrow L_{\max} = 400\text{cm}$

h_t : hauteur totale de la poutre

$$26,7 \leq h \leq 40 \text{ donc } h = 35\text{cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$14 \leq b \leq 28 \text{ donc } b = 30\text{cm}$$

D'après le **RPA 99 / version 2003 [1]** :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$ $35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.
- ❖ $h / b < 4$ $35 / 30 = 1,17 < 4$ Condition Vérifiée.

h peut-être égale 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

Pour des raisons d'ordre pratique on prend :

- ❖ Une section de $30 \times 40 (\text{cm}^2)$ pour la PP
- ❖ Une section de $30 \times 35 (\text{cm}^2)$ pour le PS

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

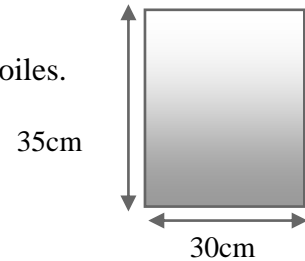


Fig. (II-11) : Détermination la section de la poutre secondaire

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maximal de compression. La section est donc calculée selon la formule donnée par le **CBA 93** l'article B.8.4.1 [6]

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Tel que :

- ❖ B_r : Section du poteau (en cm^2).
- ❖ A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- ❖ f_{c28} : Résistance à la compression de béton.
- ❖ f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- ❖ γ_b : 1,5. Cas durable.
- ❖ γ_s : 1,15. Cas accidentel.
- ❖ α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35)^2) \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,60 (50/\lambda)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée. Selon l'article B.8.4.1 de CBA 93[6] on a :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (0,51)) = 0,772$$

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable), donc :

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

$$D'où : B_r \geq 0,0699 \times N_u \text{ (Unité } \text{cm}^2 \text{) ; (MN)}$$

1. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

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

$$Q = Q \times S_{aff} ; G = N \cdot S_{aff} + [(P_{pp} + P_{ps}) \cdot n]$$

- ❖ N : charge permanent cumulée à un niveau donné.
- ❖ Q : Surcharge d'exploitation.
- ❖ P_{pp} : Poids propre des poutres principales.
- ❖ P_{ps} : Poids propre des poutres secondaires.
- ❖ n : Nombre d'étage supporté par chaque poteau.
- ❖ $l_{aff pp}$: Longueur afférente de la poutre principale
- ❖ $l_{aff ps}$: Longueur afférente de la poutre secondaire

2. surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$$Q_0 = 1,000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Terrasse inaccessible.}$$

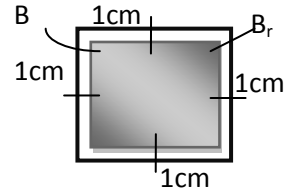


Fig. (II-12) : Section réduite du poteau rectangulaire

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

$Q_1 = 1,500 \text{ kN/m}^2$ Etage Courant.

$Q_2 = 5,00 \text{ kN/m}^2$ Etage sous-sol

a. Dégression des Surcharges d'Exploitation :

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

b. Dégression des Surcharges d'Exploitation:

Tableaux (II-6) : Dégression des Surcharges d'Exploitation

		Q (kN/m ²)
La Terrasse	Q_0	1,000
9 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 1.9Q_1$	3,850
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 2.7Q_1$	5,050
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 3.4Q_1$	6,100
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7,000
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 4.5Q_1$	7,750
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 5 Q_1$	8,500
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 5.5Q_1$	9,250
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 6 Q_1$	10,000
RDC	$Q_0 + 0.65 (9Q_1 + Q_2)$	13,02
	Q =	13,02

c. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau rectangulaires :

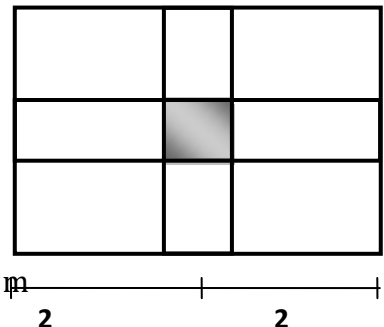
Nous avons trois types de poteaux on prend le poteau le plus sollicité pour chaque type:

❖ Poteau central :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) \times \left(\frac{L3}{2.2.16} + \frac{L4}{2} \right)$$

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{4,33}{2} + \frac{4,32}{2} \right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) \text{ en m}^2$$

2,16



poteau (p-13) à une surface offerte $S_{\text{aff}} = 17,3 \text{ m}^2$

Fig. (II-14) : Poteau de central

❖ Poteau de rive :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times \left(\frac{L_3}{2}\right)$$

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) \times \left(\frac{4,32}{2}\right) = 8,64 \text{ m}^2$$

Poteau (p-5) à une surface offerte $S_{\text{aff}} = 8,64 \text{ m}^2$

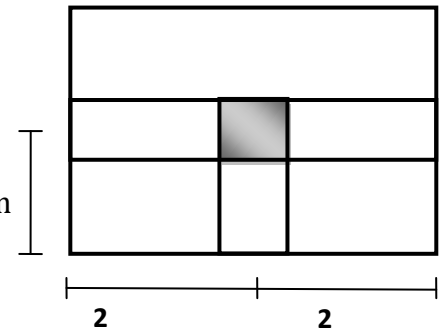


Fig. (II-14) : Poteau de rive

❖ Poteau d'angle :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{L_1}{2}\right) \times \left(\frac{L_2}{2}\right)$$

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{4,32}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2}\right) = 4,32 \text{ m}^2$$

Poteau (p-8) à une surface offerte $S_{\text{aff}} = 4,32 \text{ m}^2$

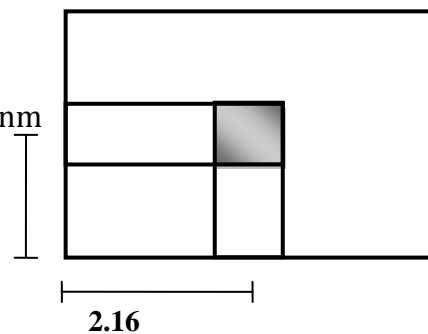


Fig. (II-15) : Poteau d'angle

d. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** [2] définit la longueur de flambement L_f comme suit $0,7 \times L_0$: si le poteau encasté à ses extrémités:

- ❖ Soit encasté dans un massif de fondation.
- ❖ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastés jusqu'à fondation)

RDC : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ m}$.

Etage Courant : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ m}$.

e. Conditions de stabilité de forme :

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Pour éviter le flambement du poteau **BAEL 91[2]**.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

- ❖ i : rayons de giration
- ❖ I_{\min} : moment quadratique
- ❖ B : section du béton
- ❖ l_f : longueur de flambement

Pour une section rectangulaire

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} \quad \text{donc} \quad \lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{a}$$

Pour une section circulaire

$$\lambda = 4 \frac{l_f}{D}$$

f. Conditions imposées par le RPA 99[1] :

Pour la Zone Iia art.7.4.1 : On a.

Pour une section rectangulaire

- ❖ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ❖ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- ❖ $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Pour une section circulaire

- ❖ $D \geq 30 \text{ cm}$
- ❖ $D \geq h_e / 15$

Avec

h_e : la hauteur libre d'étage.

• Exemple de calcul :

a. Condition de résistance :

Terrasse

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

$$Q = Q \times S_{\text{aff}} ; G = N. S_{\text{aff}} + [(P_{pp} + P_{ps}) \cdot n]$$

$$P_{pp} = \rho_{\text{béton}} \times V_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,32 = 12,96 \text{ KN/m}$$

$$P_{ps} = \rho_{\text{béton}} \times V_{ps} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 4 = 10,5 \text{ KN/m}$$

$$N. S_{\text{aff}} = 6,28 \times 17,3 = 108,64 \text{ KN}$$

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

$$Q \times S_{aff} = 1 \times 17,3 = 17,3 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1,35 (N \cdot S_{aff} + (P_{pp} + P_{ps})) + 1,5 Q = 195,564 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times q_u = 224,898 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 157,203 \text{ cm}^2$$

Soit $b = h = 30 \times 30 \text{ cm}$.

$$D'ou B_r = 30^2 = 1225 \text{ cm}^2$$

b. Critère de flambement :

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{L_f}{\alpha} \leq 210 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3,46 l_f / 35 = 20,78 \leq 35 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification des conditions imposée par le RPA 99 [1] :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 = 300 / 20 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,25 < 1 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, Un poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ est bien convenable

N.B : les autres calculs sont effectués de la même façon et récapitulés dans les tableaux suivants :

c. Détermination de la section

-Pour tenir compte de le l'effet sismique, nous majorons les dimensions de poteau de 20% : $a' = 1,2a$

-Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)^2$ d'ou : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm)

•Poteau central

Niveau	Q	G	QG	GC	βN_u (KN)	B_r (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
Terasse	17.3	132.104	17.3	132.104	234.93396	16.2104432	6.02621947	30x30
9	43.25	116.534	60.55	116.534	285.367785	451.34	23.2447641	30x30
8	66.605	116.534	127.155	233.068	581.180445	747.51	29.3406291	30x30
7	87.365	116.534	214.52	349.602	912.804105	1040.81	34.2615871	40x40
6	105.53	116.534	320.05	466.136	1275.76239	1378	39.1214224	40x40
5	121.1	116.534	441.15	582.67	1665.57893	1712.32	43.3801885	50x50
4	134.075	116.534	575.225	699.204	2077.77734	2043.78	47.2081851	50x50
3	147.05	116.534	722.275	815.738	2512.35762	2428.19	51.2766679	55x55
2	160.025	116.534	882.3	932.272	2969.31978	2812.59	55.0338571	55x55

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

1	173	116.534	1055.3	1048.806	3448.66382	3196.99	58.5419313	60x60
RDC	225.246	116.534	1280.546	1165.34	4018.1322	3683.88	62.6949751	65x65

Tableau.(II-7): les dimension des poteaux centraux

•Poteau d'angle:

Tableau.(II-8): les dimension des poteaux d'angle

Niveau	Q	G	QG	GC	βNu (KN)	B_r (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
Terrasse	8.64	77.7192	8.64	77.7192	135.563058	9.353851	5.05840661	30x30
9	21.6	69.9432	30.24	147.6624	281.409876	451.34	23.2447641	30x30
8	33.264	69.9432	63.504	217.6056	447.377094	747.51	29.3406291	30x30
7	43.632	69.9432	107.136	287.5488	631.229112	1040.81	34.2615871	40x40
6	52.704	69.9432	159.84	357.492	830.73033	1378	39.1214224	40x40
5	60.48	69.9432	220.32	427.4352	1043.64515	1712.32	43.3801885	50x50
4	66.96	69.9432	287.28	497.3784	1267.73797	2043.78	47.2081851	50x50
3	73.44	69.9432	360.72	567.3216	1503.00878	2428.19	51.2766679	55x55
2	79.92	69.9432	440.64	637.2648	1749.4576	2812.59	55.0338571	55x55
1	86.4	69.9432	527.04	707.208	2007.08442	3196.99	58.5419313	60x60
RDC	112.4928	69.9432	639.5328	777.1512	2309.72132	3683.88	62.6949751	65x65

•Poteau de rive:

Tableau. (II-9): les dimensions des poteaux de rive

Niveau	Q	G	QG	GC	βNu (KN)	B_r (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
Terrasse	4.32	50.5896	4.32	50.5896	85.992354	5.93347 243	4.43587201	30x30
9	10.8	46.7016	15.12	97.2912	177.126588	451.34	23.2447641	30x30
8	16.632	46.7016	31.752	143.9928	278.321022	747.51	29.3406291	30x30
7	21.816	46.7016	53.568	190.6944	388.457856	1040.81	34.2615871	40x40
6	26.352	46.7016	79.92	237.396	506.41929	1378	39.1214224	40x40
5	30.24	46.7016	110.16	284.0976	631.087524	1712.32	43.3801885	50x50
4	33.48	46.7016	143.64	330.7992	761.344758	2043.78	47.2081851	50x50
3	36.72	46.7016	180.36	377.5008	897.190992	2428.19	51.2766679	55x55
2	39.96	46.7016	220.32	424.2024	1038.62623	2812.59	55.0338571	55x55
1	43.2	46.7016	263.52	470.904	1185.65046	3196.99	58.5419313	60x60
RDC	56.2464	46.7016	319.7664	517.6056	1355.17973	3683.88	62.6949751	65x65

•Critère de flambement :

Nivuaeu	a	B	l_0	L_f	λ	
Trasse	30	900	3	210	24.22	CV
9	30	900	3	210	24.22	CV
8	30	900	3	210	24.22	CV

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

7	40	1600	3	210	18,165	CV
6	40	1600	3	210	18,165	CV
5	50	2500	3	210	8.304	CV
4	50	2500	3	210	8.304	CV
3	55	3025	3	210	7.55	CV
2	55	3025	3	210	7.55	CV
1	60	3600	3	210	6.92	CV
RDC	60	3600	3	210	6.92	CV

Tableau.(II-10) : vérification de flambement

II.8.Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé a une console encastéré au plancher terrasse la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armée.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui considéré comme un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

❖ Surface de l'acrotère :

$$a. \text{ La surface : } S = (0,6 + 0,1) + (0,05 + 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,05}{2} \right)$$

$$S = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$b. \text{ Le poids : } P_1 = \rho \times S$$

$$P_1 = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

$$c. \text{ Revêtement d'enduit de ciment : (1,5 cm)}$$

$$P_2 = 18 \times 0,015 \times (0,6 + 0,1 + 0,262 + 0,5)$$

$$= 0,3947 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\text{Charge permanente G : } G = 2,08 \text{ KN/ml}$$

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Charge d'exploitation Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Murs extérieurs :

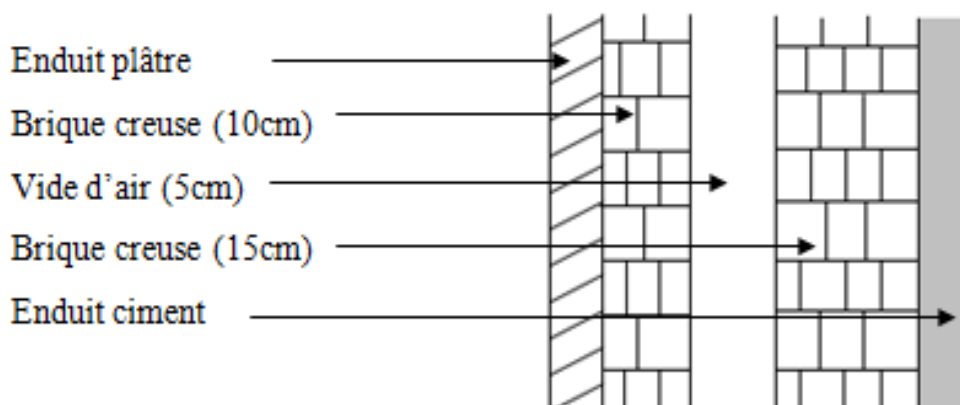


Fig.(II-16): Murs extérieurs

Tableaux (II-11): Descente de charge de Murs extérieurs

Mur extérieur de 30cm (double paroi)			
CHARGEMENT	1-	Enduit extérieur (02 cm)	0,4 kN/m ²
	2-	Briques creuses (15 cm)	1,30 kN/m ²
	3-	Briques creuses (10 cm)	0,90 kN/m ²
	4-	Enduit de plâtre (02 cm)	0,20 kN/m ²
	5-	Lame d'aire (5 cm)	0,00 kN/m ²
La charge totale			2.85 kN/m²

❖ Mur intérieurs (simple cloison):

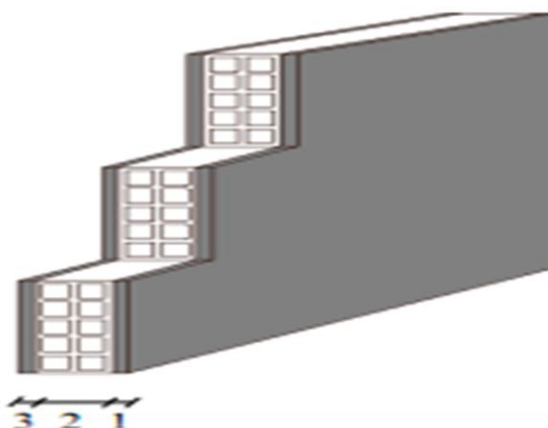


Fig. (II-17) : mur simple cloison

Chapitre II: Prédimensionnement et descente des charges

Tableaux (II-12): Descente de charge de Murs intérieurs

Murs intérieurs (simple cloison) :			
chargement	1-	Enduit ciment extérieur (02 cm)	0,4 kN/m ²
	2-	Briques creuses (10 cm)	0,90 kN/m ²
	3-	Enduit de plâtre (02 cm)	0,20 kN/m ²
	La charge totale		1,5 kN/m²

❖ Action de calcul :

Combinaisons fondamentales :

a. ELU $q_u = 1,35.G + 1,5.Q$

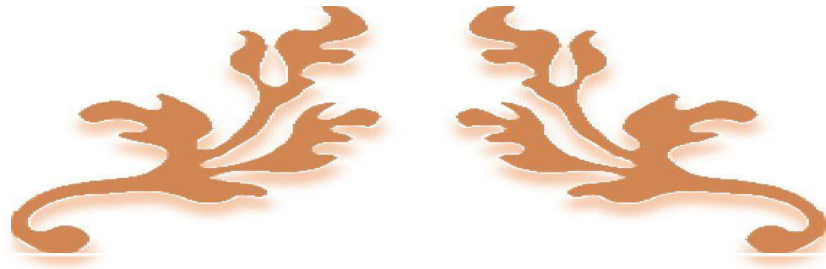
b. ELS $q_{ser} = G + Q$

Tableaux (II-13): Action de calcul

plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,28	1,00	9,98	7,28
Etage courant	5,38	1,5	9,51	6,88
RDC	5,38	5,00	14,76	10,38
balcon	5,6	3,5	12,81	9,1

II.9.CONCLUSION :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux et des.



Chapitre: III

Eléments secondaires

III.1.Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soit pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes surcharges du plancher, poutrelles et poutres.

Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de **RPA99** ainsi que les différentes règles de **BAEL 91**.

III.2.L'acrotère :

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse, il soumise à :

- 1) son poids propre.
- 2) une charge d'exploitation évaluée 1KN/m^2

L'acrotère est un élément qui travaille à la flexion composé.

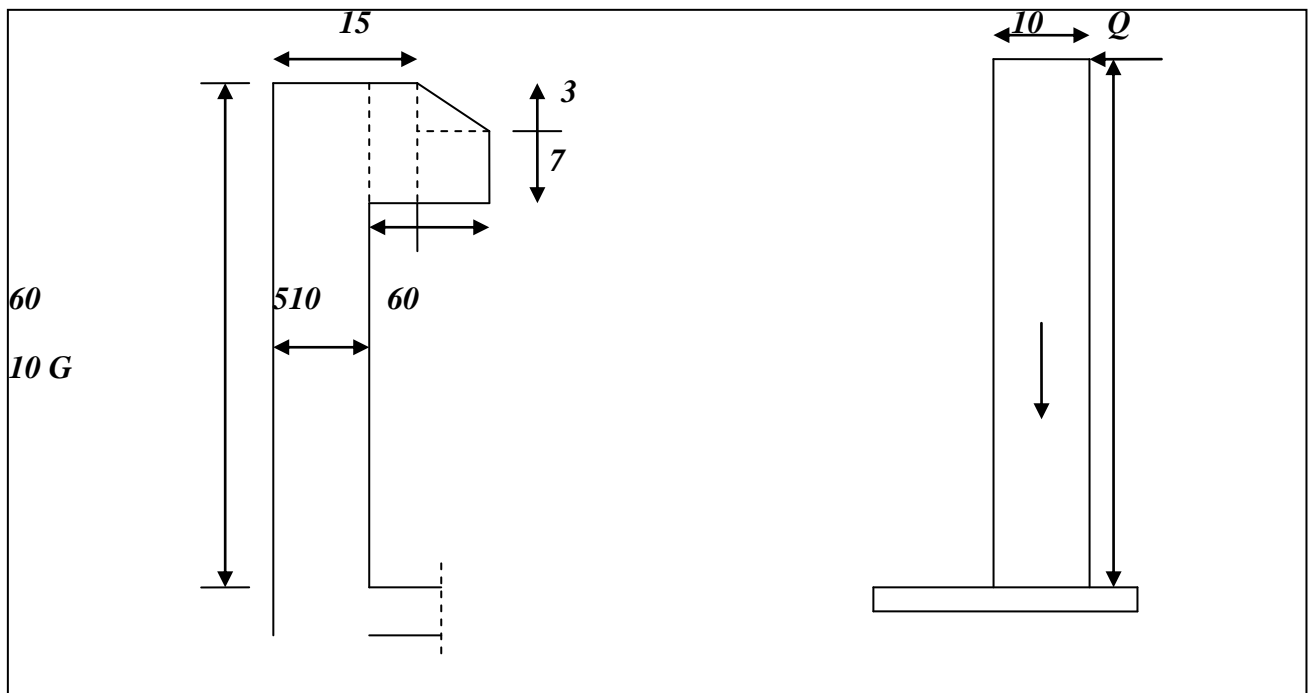


Fig. III.1.1 Détail de L'acrotère

III.2.1 Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

-poids propre de l'acrotère : $G_{acr}=g_0+g_1$

$$g_0=S \times 25 = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 25$$

$$g_0= 1.837 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment $e = 1\text{cm}$ (sur la face extérieure et la face intérieure)

$$g_1 = 20(0,6 + 0,1 + 0,05 + 0,104 + 0,07 + 0,15 + 0,5) \times 0.01 = 0.314 \text{ kN/ml}$$

$$G_{acr} = g_0 + g_1 = 1.837 + 0.314 = 2.151 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation de l'acrotère pour une terrasse non accessible est égale à

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots [3]$$

III.2.2.Evaluation des sollicitations :

G et Q: sont crée un effort normal et moment

$$N_U = 1,35 \times NG + 1,5NQ$$

$NQ=0$; parce que la Q est charge horizontale

$$M_U = 1,35MG + 1,5MQ = 1,35 \times NG \times 0 + 1,5 \times NQ \times h$$

$$M_U = 1,5 \times NQ \times h$$

$h=0$ n'il ya pas bars de lève pour la charge G (par ce que G est un charge vertical)

$$N_S = NG + NQ$$

$$M_S = MG + MQ = NG \times 0 + NQ \times h$$

$$M_S = MQ = NQ \times h$$

Tableaux (III-1): Evaluation des sollicitations

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>N (KN)</i>	$1,35 \times NG + 1,5 \times 0 = 2,904$	$NG + NQ = 2,151$
<i>M (KN.m)</i>	$1,35 \times 0 + 1,5 \cdot MQ = 0,9$	$0 + MQ = 0,6$

D'après le B.A.E.L 91 : les sections soumises à un effort de compression doivent être justifiées vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle :
 $e = e_1 + e_a + e_2$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

En flexion composée ; avec ($e_1=0$ pour une compression centrée)

$$e_a = \max \left[2cm; \frac{l}{250} \right] \text{ Et } e_2 = \left(\frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \right) \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \left[1 - \left(\frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) \right]; \alpha = 10 \left[1 - \left(\frac{0,9}{1.5 \times 0,6} \right) \right] = 0 \quad \alpha = 0$$

Avec :

ϕ : Le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ .

l : longueur réelle de la pièce.

l_f : Longueur de flambement de la pièce.

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement,

Les excentricités :

$$e_a = \max \left[2cm; \frac{60}{250} = 0,24 \right] = 2cm$$

$$e_1 = \frac{0,9}{2,904} = 0,30cm$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 60 = 120cm \Rightarrow e_2 = \left(\frac{3 \times (120)^2}{10000 \times 10} \right) \times 2 = 0,86cm$$

$$\Rightarrow e = 30 + 2 + 0,86 = 32,86cm$$

III.2 .2.1.Vérification au flambement :..... [1]

Comme l'acrotère est un élément qui est soumis à un effort de compression il apparaît un risque de flambement.

Pour éviter le flambement il faut que l'inégalité suivant soit vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15,20 - \frac{l_f}{h}\right)$$

$$l_f = 120cm ; h = 10cm$$

$$\frac{120}{10} \leq \max\left(15,20 - \frac{120}{10}\right) \Leftrightarrow 12 < 15.....CV$$

III.2.2.2.Les vérifications :

L'influence de l'effort tranchant : [1]

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,15 f_{c28} / \delta_b; 4Mpa\}$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\{2,5Mpa; 4Mpa\} = 2,5Mpa = 2,5KN / cm^2$$

$$T_{\max} = Q \times 1,5 = 1,5KN / cm^2$$

$$\tau_u = T_{\max} / bd = 1,5 / (100 * 7) = 2,14.10^{-3} Kn / cm^2$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2,14.10^{-3} KN / cm^2 \leq \bar{\tau}_u = 2,5KN / cm^2.....CV$$

III.2.3 ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU. Données :

h = 10 cm ; b = 100cm, $f_{c28} = 25$ MPa, $M_U = 0,9$ kNm, $N_U = 2,904$ kN , $\sigma_b = 14,2$ MPa,

$F_e = 400$ MPa ; $c = c' = 3$ cm ; d = 7 cm

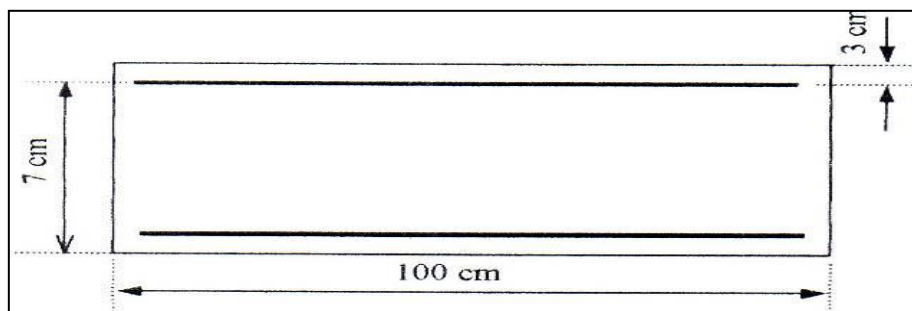


Fig. III.1.2. Coupe de L'acrotère

• **Coefficient de remplissage :**

D'après le BAEL.91 modifié 99.....[1] :

$$\psi_1 = N_u / bh f_{bc}, f_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b = 0,85 * 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\psi_1 = 2,904 * 100 / 100 * 10 * 142 = 2,04 \times 10^{-3} < 0,81 \psi = 0,81$$

Calcul l'excentricité relative : $\zeta = f(\psi_1)$

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,1665$$

$$eN_c = \zeta \times h = 0,1665 \times 10 = 1,665 \text{ cm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,904} = 0,309 \text{ m} = 30,93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u > eN_c$$

\Rightarrow Section partiellement comprimée.

On calcule un moment de flexion fictif..... [1]

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \left(\frac{h}{2} \right) \right) = 0,9 + 2,904 \times \left(0,07 - \left(\frac{0,1}{2} \right) \right) = 0,95 \text{ KN.m}$$

M_A = 0.95 kN .m.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,9 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,013 \text{ (Organigramme de calcul en flexion simple)}$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \alpha = 0,016 ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha) ; Z = 6,95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0,95 \times 10^3}{348 \times 6,95} = 0,392 \text{ cm}^2$$

• **Vérification :**

a) **condition non fragilité :** [1]

$$A_s \geq A_{\min}, A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 * 100 * 7 * 2,1 / 400 = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,392 < 0,845$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_s) = \max (0,845 ; 0,392) = 0,845 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $6\text{Ø}6 = 1,70 \text{ cm}^2$. Avec un espacement $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

b) **Armatures de répartition** : [1]

$$A_r = A_s/4 = 1,70/4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

c) **Espacement des armatures longitudinales** : [1]

$$S_t < \min(a+10 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

a : la longueur du petit côté du rectangle $a=h=10 \text{ cm}$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.4. Vérification a ELS :

Position de l'axe neutre : $e_a = M_{Ser}/N_{Ser}$ [1]

$$N_s = 2,151 \text{ KN}, \quad M_s = 0,6 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL91 modifié99 [1] $Y_{Ser} = Y_c + C$

$$C = h/2 - e \quad \dots\dots\dots [1]$$

e_a : distance du centre de pression a la fibre la plus tendue.

C : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimer de la section.

$$e_a = M_{Ser}/N_{Ser} = 0,6/2,151 \dots\dots e = 27,89 \text{ cm.}$$

$$c = h/2 - e = 5 - 27,89 = -22,89 \text{ cm}$$

$$Yc^3 + p y_c + q = 0. \quad \dots\dots\dots [1]$$

Pour $A'_s = 0 \quad n=15$

$$p = -3c^2 - (c - d')6n A'_s / b + (d - c)6n A_s / b$$

$$p = -3(-22,89)^2 + (7 + 22,89) \times 6 \times 15 \times 1,70 / 100$$

$$p = -1526,12 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - (c - d')^2 6n A'_s / b - (c - d)^2 6n A_s / b$$

$$q = -2(-22,89)^3 - (7 + 22,89)^2 \times 6 \times 15 \times 1,70 / 100$$

$$q = 22619,61 \text{ cm}^2$$

$$Y^3 + pY_c + q \Leftrightarrow Y_c^3 - 1526,12 \times Y_c + 22619,61 = 0$$

$$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 \Rightarrow \Delta = (22619,61)^2 + 4 \times (-1526,12)^3 / 27$$

$$\Delta = -14930719,79$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul :

$$\cos \varphi = (3q/2P)\sqrt{-3/p} \Rightarrow \cos \varphi = ((3 \times 22619,61)/2 \times (-1526,12)) \times \sqrt{(-3)/(-1526,12)}$$

$$\cos \varphi = -0,98 \Rightarrow \varphi = 170,40^\circ$$

$$a = 2\sqrt{-p/3} \Rightarrow a = 2\sqrt{-(-1526,12)/3} \Rightarrow a = 45,10\text{cm}$$

$$Y_1 = a \cos(\varphi/3) = 45,10 \times \cos(170,40/3) = 24,69\text{cm}$$

$$Y_2 = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 45,10 \times \cos(170,40/3 + 120) = -45,02\text{cm}$$

$$Y_3 = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 45,10 \times \cos(170,40/3 + 240) = 20,33\text{cm}$$

alors : $Y_c = 24,69\text{cm}$.

$$Y_{Ser} = Y_c + c = 24,69 - 22,89 = 1,8\text{cm}$$

• Calcul de moment d'inertie :

D'après le BAEL91:

$$I = (bY_{Ser}^3/3) + 15[A_S(d - Y_{Ser})^2 + A_S(Y_{Ser} - d')^2]$$

$$I = (100 \times 1,8^3 / 3) + 15[1,70(7 - 1,8)^2] = 883,92\text{cm}^4$$

• Coefficient angulaire des contraintes :

$$K = N_{Ser} Y_c / I = 2,151 \times 24,69 / 883,92 = 0,06\text{KN} / \text{cm}^3$$

• Vérification de contrainte :

a) Béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ [1]

σ_{bc} Contrainte dans le béton comprimée

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 * 2,5$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,5\text{KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = KY_{Ser} \dots\dots\dots[1]$$

$$\sigma_{bc} = KY_{Ser} = 0,06 \times 1,8 = 0,10\text{KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,10\text{KN} / \text{cm}^2 < \bar{\sigma}_{bc} = 1,50\text{KN} / \text{cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

b) Acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA) , fissuration préjudiciable :

n =coefficient d'équivalence; tel que $n=15$

$$\sigma_s = nK(d - Y_{Ser}) \dots\dots\dots [1]$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte dans les aciers tendus

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max} (200 \text{Mpa} ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = 20 \text{KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = nK(d - Y_{Ser}) = 15 \times 0,06 \times (7 - 1,8) = 4,68 \text{KN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_s = 4,68 \text{KN} / \text{cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{KN} / \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.5.Vérification au séisme :

L'acrotère est un élément secondaire, il doit résister à une force sismique locale donnée par la formule : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots\dots\dots [2] (43 \S 6.2.3)$

A : coefficient d'accélération ($A = 0.15$) , groupe d'usage 2, zone II a (Page 26) [2] tableau (4.1).

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires ($C_p = 0.8$) [2] (tableau 6.1)

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 2,151 \text{KN} / \text{ml}$

Obtient : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.151 = 0.688 \text{KN} / \text{ml}$

On a $F = \max (Q, F_p) = (1 \text{K N/ml}, 0,688 \text{KN/ml})$

Donc : $F_p < Q$ $F = 1.00 \text{K N/ml}$

$$F_p = 0.688 \text{KN} / \text{ml} < Q = 1.00 \text{KN/ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

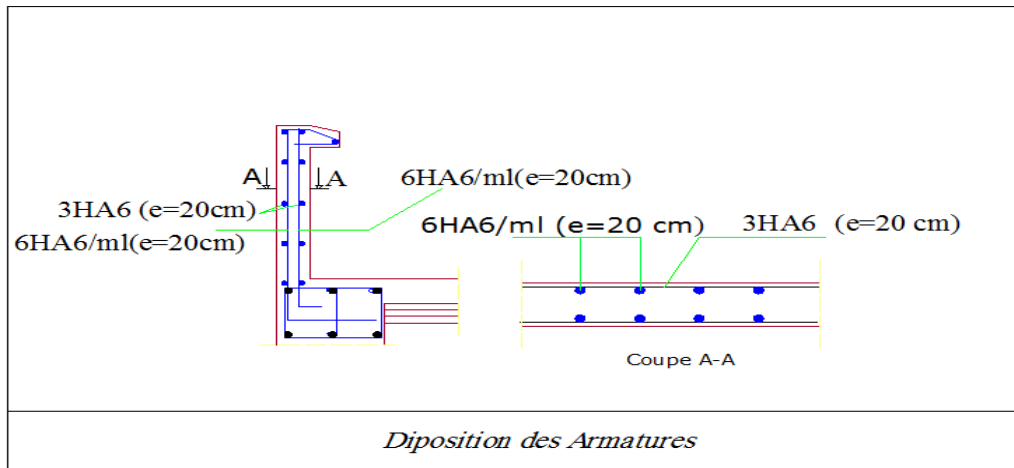


Fig. III.1.3. Déposition des armatures

III.3. L’escalier :

III.3.1. Définition :

Un escalier est un élément constitué d’une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d’une construction. La cage d’escalier est située à l’intérieur du bâtiment et l’escalier adopté est du type coulé en place.

III.3.2.Composition d’un escalier :..... [4]

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d’escalier (H).
- La hauteur d’une contre marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L’emmarchement : la largeur de la volée (E).
- La contre marche : la partie verticale d’une marche.
- La paillasse : la dalle inclinée supportant les marche.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

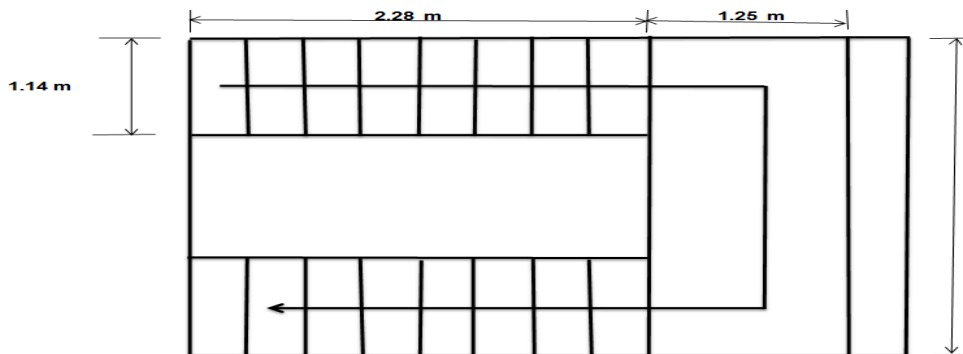


Fig.III.3.1. Vu en plan de la cage d’escalier

III.3.3. dimensionnement d'escalier :[4]

- hauteur de contre marche : $14 \leq h \leq 18$, on prend: $h = 17$ cm
- nombre des marches: (2 volées)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{300}{17} = 18 \quad (n : \text{nombre des contre marches})$$

Pour une seule volée: $n = 9$

Nombre des marches = $n - 1 = 9 - 1 = 8$

Largeur de marche: $24 \leq g \leq 32$ cm, on prend: $g = 30$ cm.

- Vérification de la formule de **BLONDEL**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \Leftrightarrow 59 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66 \quad \dots\dots\dots (C.V).$$

- Longueur de la volée : $(n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 240$ cm
- Emmarchement E: L'embranchement peut être variable selon la dimension de la cage d'escalier $E = 1,14$ m.

- Epaisseur (paillasse et palier)

$$\frac{L}{40} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{400}{40} \leq e \leq \frac{400}{30} \Rightarrow 10 \leq e \leq 13.33$$

On adopte: **$e = 15$ cm**

- L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 150/228 = 0.657$$

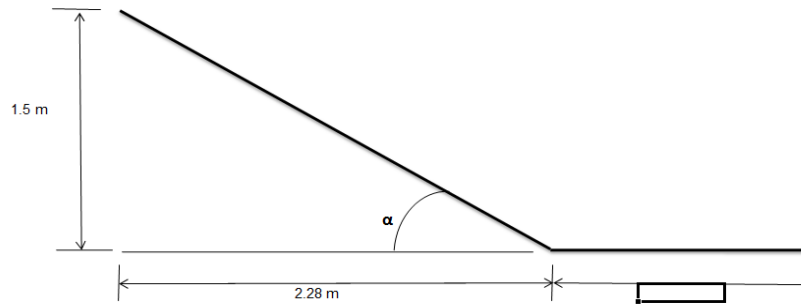
$$\alpha = \text{cotg} (0,657) = 33,30^\circ$$

III.3.4. Evaluation des charges : [3]

- **Le palier :**

- Carrelage $20 \times 0.02 \times 1.14 = 0.456$ kN/m

- Mortier de pose $20 \times 0.02 \times 1.14 = 0.456$ kN/m



FFig. III.3.3. Schéma (2) de l'escalier

- poids propre $25 \times 0,15 \times 1,14 = 4.275 \text{ kN/m}$

- Enduit de ciment $18 \times 0,02 \times 1,14 = 0.4104 \text{ kN/m}$

$$G_{\text{palier}} = 0.456 + 0.456 + 4.275 + 0.41404 = 5.597 \text{ kg/m} \Rightarrow G_{\text{palier}} = 5.597 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{surfacique}} = 5.597 / 1.14 = 4.91 \text{ kN/m}^2$$

• La volée (paillasse) :

- poids propre $25 \times \frac{0.15}{\cos 33.30} \times 1.14 = 5.11 \text{ kN/m}$

- poids de marches $22 \times \frac{0.17}{2} \times 1.14 = 2.13 \text{ kN/m}$

- Mortier de pose (horizontal) $20 \times (0.02) \times 1,14 = 0.46 \text{ kN/m}$

- Carrelage (horizontal) $20 \times 0.02 \times 1.14 = 0.46 \text{ kN/m}$

- Mortier de pose (vertical) $20 \times 0,17 \cdot \left(\frac{0,02}{0,3} \right) \cdot 1,14 = 0.294 \text{ kN/m}$

- Carrelage (vertical) $20 \times 0,17 \cdot \left(\frac{0,02}{0,3} \right) \cdot 1,14 = 0.258 \text{ kN/m}$

- Enduit ciment $18 \cdot \frac{0,02}{\cos 33.30} \cdot 1,14 = 0.491 \text{ kN/m}$

$$G_{\text{paillasse}} = 5.11 + 2.13 + 0.46 + 0.46 + 0.294 + 0.258 + 0.49 = 9.202 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow G_{\text{paillasse}} = 9.202 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{surfacique}} = 9.202 / 1.14 = 8.072 \text{ kN/m}^2$$

III.3.5. Ferrailage d'escalier :

III.3.5.1. Calcul des sollicitations à ELU :

• Surcharge :

$$Q = 2.5 \times 1.14 = 2.85 \text{ kN/m} \dots\dots\dots [3]$$

• **Combinaison des charges : (E.L.U)**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Palier : $q_1 = 1.35 \times 5.597 + 1.5 \times 2.85 = \mathbf{11.831 \text{ KN/ml}}$

Paillasse : $q_2 = 1.35 \times 9.202 + 1.5 \times 2.85 = \mathbf{16.697 \text{ KN/ml}}$

• **Charge équivalente :**

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

on a : $L_1 = 1.25 \text{ m}$

$L_2 = 2.28 \text{ m}$ Fig.III.3.4.la charge équivalen

$$q_{eq} = \frac{10.97 \times 1.25 + 15.842 \times 2.28}{1.25 + 2.28}$$

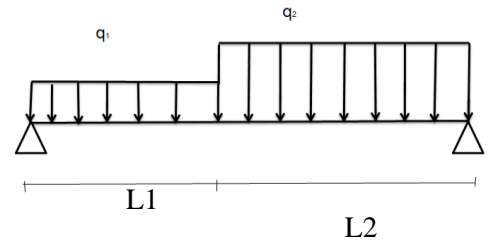
Alors : $q_{eq} = \mathbf{14.97 \text{ KN/ml}}$

• **Calcul des moments :** $l = 3.53 \text{ m}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = \mathbf{63.16 \text{ KN.m}}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = \mathbf{19.82 \text{ KN.m}}$

Moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = \mathbf{6.99 \text{ KN.m}}$



coupe : A-A

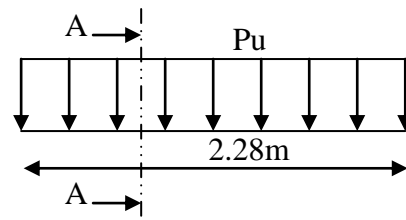
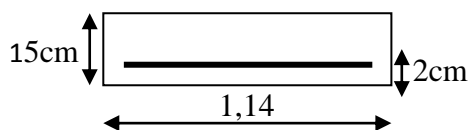


Fig.III.3.4.Coup de paillasse

• **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \dots \dots \gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

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

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 130 \times 13 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow d = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \text{ L'enrobage } c=2 \Rightarrow d = 13 \text{ cm}$$

Les résultats dans le tableau :

• **Espacement maximal :**

- $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$

- En travée: $S_t = 100/6 = 16 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

- Sur appui : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Armature de répartition :**

- En travée : $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 4.52/4 = 1.13\text{cm}^2$; on adopte : **5 T₈ = 2.51cm²**

- Sur appui : $A_{\text{rep}} = A_{\text{ado}}/4 = 2.36/4 = 0.59 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 T₈ = 1.52cm²**

• **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq A_{\min}$ avec :

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

$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 114 \times 13 \times 2.1 / 400 = 1.(\text{cm}^2) \leq A_s \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Vérification à ELU :**

Contrainte tangentielle du béton :

• **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa})$$

= $\min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5)\text{MPa} = 3.33 \text{ MPA}$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{14.97 \times 4}{2} = 29.94 \Rightarrow V_u = 29.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.202\text{MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.202\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.202\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Tableaux (III-2): ferrailage de pialasse

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	M	A	Z(cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	114	13	53.71	0.19632484	0.27584145	11.5656244	1.789515	0.01334464	4T ₁₂ =4.52
Appuis	114	13	18.95	0.06926747	0.08981072	12.5329842	1.789515	0.00434486	3T ₁₀ =2.36

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.167 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.202 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.3.5.2.Calcul des sollicitations à ELS :

• Combinaison des charges : (E.L.S)

$$q_u = G + Q$$

Palier : $q_1 = 5.597 + 2.85 = 8.447 \text{KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 9.202 + 2.85 = 12.052 \text{KN/ml}$

• Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

on a : $L_1 = 1.25 \text{ m}$; $L_2 = 2.28$

$$q_{eq} = \frac{8.447 \times 1.25 + 12.052 \times 2.28}{1.25 + 2.28} \quad \text{Alors : } q_{eq} = 10.77 \text{ KN/ml}$$

• Vérification à l'E.L.S :

Calcul des moments : $l = 3.53 \text{ m}$

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} = 16.79 \text{ KN.m}$

.moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 14.27 \text{ KN.m}$

.moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 5.04 \text{ KN.m}$

• Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

.En travée : $\alpha = 0.27 \dots\dots$ (Tableau) ; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.27 \leq 0.445 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

.Sur appui : $\alpha = 0.08$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.08 \leq 0.445 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{581} = 0.029 \leq 0.062 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.025 \leq 0.042 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.05}{114 \times 13} = 0.005 \leq 0.01 \rightarrow \text{C.V}$$

On à deux conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par « *la méthode exposée* » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**.

• Calcul de la flèche :

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

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

f_{gi}, f_{gv} : les flèches due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche due à l'ensemble des charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloison

f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

1. Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 \rightarrow \text{BAEL91}$$

2. La Position De L'axe Neutre :

$$b.y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d.A_s - d'.A'_s) = 0$$

$$\Rightarrow 114y^2 + (30 \times 4.52).y - (30 \times 13 \times 4.52) = 0$$

$$\Rightarrow 114y^2 + 135.6y - 1762.8 = 0$$

$$\Delta = 135.6^2 + 4 \times 114 \times 1762.8$$

$$= 822224.16$$

On prend la racine positive : $y=3.38\text{cm}$

Donc :

$$I = \frac{114(3.38)^3}{3} + 15 \times 4.52 (13-3.38)^2 = 7741.86\text{cm}^4$$

$$I = 7741.86\text{cm}^4$$

3. Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I0 » :

$$I_0 = \frac{b.h^3}{12} + b.h \left[\frac{h}{2} - V \right]^2 + 15A_s (d - V)^2$$

$$V = \left[\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d \right] / [b.d + 15A_s]$$

$$V = 8.84 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 363245.56 \text{ cm}^2$$

4. Calcul les coefficients :

$$* \lambda_i = 0.05 \frac{f_{t28}}{5p} ; \quad p = \frac{A_s}{b.d} = 0.003 ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 7 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 0.4\lambda_i = 2.8$$

$$* E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$* E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPA}$$

✓ flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :

La combinaison : $q = 1.35G$

$$\text{Palier : } q_1 = 1.35 \times 5.597 = 7.556 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 1.35 \times 9.202 = 12.42 \text{ KN/ml}$$

5. Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1.L_1 + q_2.L_2}{L_1 + L_2}$$

$$= \frac{7.556 \times 1.25 + 12.42 \times 2.28}{1.25 + 2.28} \Rightarrow q_{eq} = 10.698 \text{ KN/ml}$$

6. Calcul du moment et contrainte :

$$* M_s = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{10.698 \times (3.53)^2}{8} = \mathbf{14.16 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 15 \times 14.16 \times 10^4 (13 - 3.38) / 7741.86 = 2639.272 \text{ MPA}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = \mathbf{0.99}$$

$$* I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \mathbf{50387.152 \text{ cm}^4}$$

$$* f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{14.16 \times (3.53)^2}{10 \times 32164.20 \times 10^{-3} \times 50387.152 \times 10^{-8}} = \mathbf{1.08 \times 10^{-3} \text{ mm}}$$

✓ flèche diffère due à G : « f_{gv} » :

$$* I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \mathbf{105930.572 \text{ cm}^4}$$

$$* f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = \mathbf{1.55 \times 10^{-3} \text{ mm}}$$

✓ flèche due à G+Q : « f_{pi} » :

$$* \sigma_s = 15 M_s (d - y) / I; \dots \dots M_s = 14.16 \text{ KN.m}$$

Alors : $\sigma_s = \mathbf{0.263 \text{ MP a}}$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = \mathbf{0.87}$$

$$* I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \mathbf{56356.856 \text{ cm}^4}$$

$$* f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \mathbf{9.73 \times 10^{-9} \text{ mm}}$$

✓ flèche instantanée due à « j » :

On à la combinaison : $q = 1.35j$

(j : charge permanente avant la mise en place le revêtement)

$$- \text{palier : } q_1 = 1.35 \times 4.27 = \mathbf{5.76 \text{ KN/ml}}$$

$$- \text{paillasse : } q_2 = 1.35 \times 7.24 = \mathbf{9.77 \text{ KN/ml}}$$

. Charge équivalente : $q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = 8.35 \text{KN/ml}$

Calcul M_s :

* $M_s = 0.85 M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = 13.01 \text{ KN.m}$

* $\sigma_s = 15 M_s (d - y) / I = 2424.19 \text{ MPa}$

* $\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.99$

* $I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 49990.01 \text{ cm}^4$

* $f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 1.01 \times 10^{-8} \text{ mm}$

Donc :

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

$\Delta f_t = 26.32 - 16.7 + 16.7 - 16.7 = 9.62 \text{ mm}$

$\Delta f_t = 9.62 \text{ mm}$

Et on a $\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$

$L = 4.55 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{455}{500} = 9.1 \text{ mm}$

$\Delta f_t = 8.46 \text{ mm} < \bar{f} = 9.1 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V$ Donc la flèche est vérifiée.

III.3.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

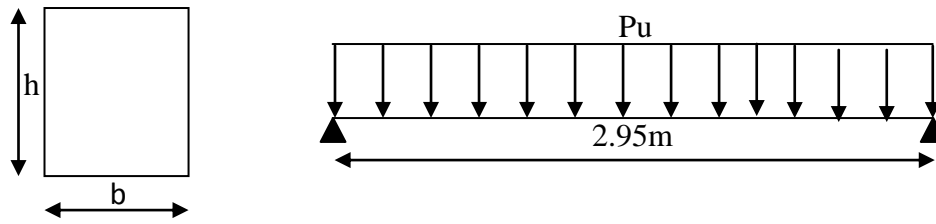


Fig. III.3.5.Schéma statique de la poutre palière

III.3.6.1.Pré dimensionnement :

La poutre palière a une section (h x b)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec:

L: portée entre nus de la poutre palière.

L=4.84 m

D'où

$$\frac{484}{15} \leq h \leq \frac{484}{10} \Rightarrow 32.27 \leq h \leq 48.4cm$$

On prend: h=35 cm.

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 17.5cm$$

On prend: b=15 cm

Vérification :(RPA 99/V2003 Art-7.5.1)

$$b = 15cm \geq 20cm \dots\dots\dots (C.N.V)$$

Donc on prend b=30 cm

$$h = 35cm \geq 30cm \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\frac{h}{b} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc la poutre palière est de section (30x35) cm²

III.3.6.2.Evaluation des charges :

• **Charge permanente :**

- poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62KN/ml$

- poids des paliers et paillasse : $R_{p2} = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{14.97 \times 3.53}{2} = 26.42 KN$

- la réaction par ml : $R_2 = \frac{R_{p2}}{E} = \frac{26.42}{1.3} = 20.32 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$Q = 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml}$

• **Calcul a l'E.L.U :**

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons des charges :

$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 2.62 + 1.5 \times 0.75 + (20.32) \Rightarrow q_u = 24.98 \text{ KN/ml}$

• **Les moments : $l = 3.53 \text{ m}$**

• le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 38.91 \text{ KN.m}$

• Le moment en travée : $M_t = 0.8 M_0 = 31.13 \text{ KN.m}$

• Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 11.67 \text{ KN.m}$

III.3.7. Ferrailage de la poutre palière :

• **Calcul des armatures :**

$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \dots \dots \gamma_b = 1.5$

$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$

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

On utilise les formules suivantes :

$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

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

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

$A_s = M_u / Z \sigma_s$

$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$

$= \frac{0.23 \times 30 \times 28 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$

$d = 30 - 2 = 28 \Rightarrow d = 28 \text{ cm}$

Tableaux (III-3): Ferrailage de la poutre palière

section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	A	Z(cm)	A _s min	A _s (cm ²)	A _{adopte}
---------	-------	-------	-----------------------	---	---	-------	--------------------	-----------------------------------	---------------------

Travée	30	28	31.13	0.09320806	0.12251394	26.6278439	1.0143	3.35942	4T ₁₄ =6.16
Appuis	30	28	11.64	0.03485197	0.04435179	27.5032599	1.0143	1.21616	2T ₁₂ =2.26

I. Vérification à l' E.L.U :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0,23.d.b(f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

• **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{MPa}) = 3.33$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{24.98 \times 3.53}{2} = 44.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.05 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.05 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

$$K=1 \dots \dots \dots \text{reprise de bétonnage}$$

$$\alpha=90 \dots \dots \dots \text{l'inclinaison des aciers transversale}$$

$$\frac{A_{t1}}{S_t} = \frac{\tau - 0.3k \times f_{t28}}{0.9(\sin 90 + \cos 90)} \times \frac{b \times \gamma_s}{f_{et}} = 0.041 \text{cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \cdot f_{et} \geq 0.4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4.b}{f_{et}} = \frac{0,4 \times 30}{325} = 0.03 \text{cm}^2 / \text{cm}$$

Selon RPA :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \text{cm} \right\} \quad S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 * 0.6, 30 \text{cm} \right\}$$

$$A_t = 0.041 * 7.2 = 0.29 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : **2Ø6 = 0.56cm²**

II. Vérification à l'E.L.S :

• **Les charges sollicitées :**

Charge permanente :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{KN/ml}$

Poids des paliers et paillasse : $R_{p2} = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{10.78 \times 3.53}{2} = 19.03 \text{KN}$

Par ml : $19.03/1.3 = 14.64 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$Q = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{KN/ml}$

Combinaison de charge :

$q_s = G + Q + R = 2.62 + 0.75 + (14.64) \Rightarrow q_s = 18.01 \text{ KN/ml}$

- le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 28.05 \text{ KN.m}$
- le moment en travée : $M_t = 0,8 M_0 = 22.44 \text{ KN.m}$
- le moment sur appui : $M_a = 0,3 M_0 = 8.415 \text{ KN.m}$
- *Vérification à l'E.L.S :*

Contrainte maximale du béton :

- **En travée :** $\alpha = 0,27$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 19.82 / 14.27 = 1.39$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,445$$

$$\alpha = 0,27 \leq 0,445 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sur appui :** $\alpha = 0,08$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 6.99 / 5.04 = 1.387$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0,444$$

$$\alpha = 0,08 \leq 0,444 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- *Vérification de la flèche :*

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{228} = 0,131 \geq 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,131 \geq 0,08 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,16}{30 \times 28} = 0,007 \leq 0,01 \dots \dots \dots CV$$

Donc le calcul de la flèche est vérifié.

III.4. Les Balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

III.4.1. Evaluation des charges :

Balcon d'étage courant :

G= 5.6KN/m²

Q=3.50KN/m²

✓ **Charge de garde corps maçonnerie :**

Enduit de ciment (2cm)=0.36KN/m²

Brique (10cm)=1KN/m²

Enduit de ciment (2cm)=0.36KN/m²

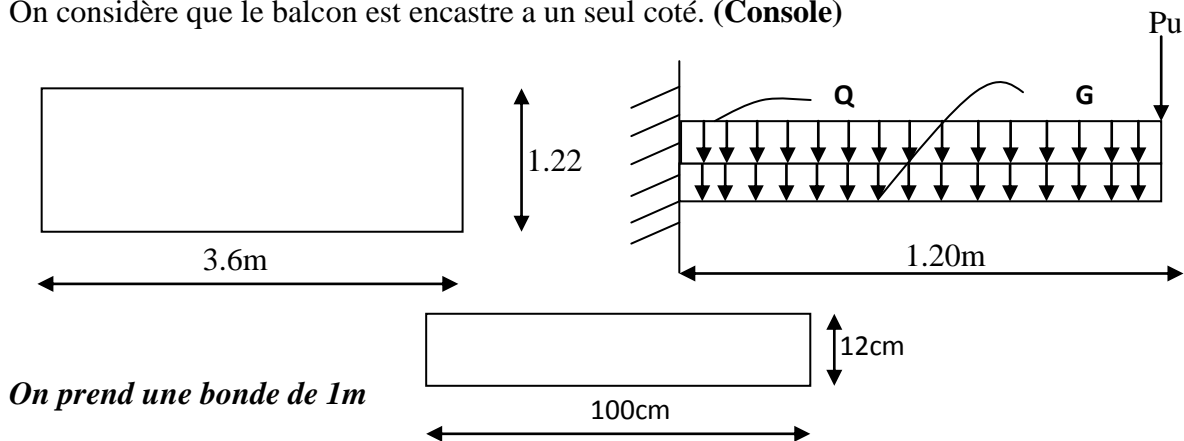
G=0.36+1+0.36=1.72KN/m² =

Pour une bonde de 1m :

H : garde corps = 1.2m ⇒ P = 1.72* 1.2 * 1 = **2.064 KN**

Remarque :

On considère que le balcon est encastree a un seul coté. (**Console**)



On prend une bonde de 1m

Fig. III.3.6. Schéma statique de balcon

III.4.2. Balcon terrasse :

- **Combinaisons des charges :**

$$ELU : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(5.6) + 1,5(3.5) = 12.81 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 P = 1,35 (2.064) = 2.786 \text{ KN} .$$

$$ELS : q_s = G + Q = 5.6 + 3.5 = 9.1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = P = 2.064 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :** Selon le BAEL91

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.81 \times (1,2)^2}{2} + 2.786 \times 1,2 = \mathbf{12.566 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{9.1 \times (1,2)^2}{2} + 2.064 \times 1,2 = \mathbf{9.03 \text{ KN m.}}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 12.81 \times 1,2 + 2.786 = \mathbf{18.158 \text{ KN.}}$$

- **Calcul de la section des armatures :**

Le calcul se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.566}{1 \times (0,1)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,089$$

$$0,089 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,12$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,12 \times 1 \times 0,1 \times 14,16}{348} = 3,25 \text{ cm}^2$$

On adopte une section : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10$

L'espacement: $S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}.$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm} < S_{tmax} \dots \dots \dots CV.$

- **Armatures de répartition :**

Selon le BAEL91 :

$$A_r = A_s / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 3T8 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$S_{tmax} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots CV.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d f_{t28} / F_e = 0,23 \times 100 \times 10 \times 2,1 / 400 = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

E L S :

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}.$$

$$D = (15/ b) \times (A + A') = 15,3,93/100 = 0,5895 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,8595 \times 10 = 11,79 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2,89 \text{ cm}.$$

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,89)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (10 - 2,89)^2 = 3788,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times y_1 = \left(\frac{6,62 \times 10^{-5}}{3788,3 \times 10^{-8}} \times 2,89 \right) = 5,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{6,62 \cdot 10^{-5}}{3788,3 \cdot 10^{-8}} \times (10 - 2,89) = 186,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,37 < \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV.$$

On adopte une section d'armatures : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5T10 \dots\dots S_t = 20 \text{ cm}.$

• **Vérification de l'effort tranchant :** Selon le BAEL91

$$\overline{\tau} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \times F_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{15,79 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,157 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,157 < \overline{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV.$$

• **Vérification de la flèche :**

D après [BAEL 91] la vérification de la flèche est comme suite :

$$1-h/l \geq 1/16 \Leftrightarrow 0,12/1,225 = 0,098 > 0,062 \dots\dots\dots CV.$$

$$2-h/l \geq M_t/10.M_o , \text{ avec : } M_t = M_o$$

$$\Rightarrow h/l = 0,098 \geq 0,1 \dots\dots\dots CV.$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.3. Balcon d'étage courant :

- **Combinaisons des charges :**

$$E L U : q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(4.5) + 1,5(3.5) = 11.325 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 P = 1,35 (2.064) = 2.78 \text{ KN.}$$

$$E L S : q_s = G + Q = 4.5 + 3.5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = P = 2.064 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{11,325 \times (1,225)^2}{2} + 2,78 \times 1,225 = \mathbf{11,90 \text{ KN.m}}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l = \frac{8 \times (1,225)^2}{2} + 2,064 \times 1,225 = \mathbf{8,53 \text{ KN m.}}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = 10,53 \times 1,225 + 2,78 = \mathbf{15,67 \text{ KN.}}$$

- **Calcul de la section des armatures :**

Le calcul se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,90}{1 \times (0,1)^2 \times 14,16 \times 10^3} = 0,084 \quad 0,084 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,10$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{0,8 \times 0,1 \times 1 \times 0,1 \times 14,16}{348} = 3,25 \text{ cm}^2$$

On adopte une section : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10$

L'espaceur : $S_r \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 24 \text{ cm.}$

On adopte : $S_r = 20 \text{ cm} < S_{rmax} \dots\dots\dots CV.$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 3T8 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$S_{rmax} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_r = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots CV.$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d f_{t28} / F_e = 0,23 \times 100 \times 10 \times 2,1 / 400 = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

E L S :

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} . \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa}$$

$$D = (15/b) \times (A + A') = 15 \cdot 3,93 / 100 = 0,5895 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,5895 \times 10 = 11,79 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 2,89 \text{ cm}.$$

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,89)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (10 - 2,89)^2 = 3788,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times y_1 = \left(\frac{6,62 \times 10^{-5}}{3788,3 \times 10^{-8}} \times 2,89 \right) = 5,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I_{xx}} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{6,62 \cdot 10^{-5}}{3788,3 \cdot 10^{-8}} \times (10 - 2,89) = 186,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186,37 < \overline{\sigma_s} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV.$$

On adopte une section d'armatures : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 5T10 \dots\dots S_t = 20 \text{ cm}.$

• **Vérification de l'effort tranchant :** Selon le BAEL91

$$\bar{\tau} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \times F_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{15,67 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,156 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,156 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV.$$

• **Vérification de la flèche :**

D après [BAEL 91] la vérification de la flèche est comme suit :

$$1-h/l \geq 1/16 \Leftrightarrow 0,12/1,225 = 0,098 > 0,062 \dots\dots\dots CV.$$

$$2-h/l \geq M_t/10 \cdot M_o, \text{ avec : } M_t = M_o$$

$$\Rightarrow h/l = 0,098 \geq 0,1 \dots\dots\dots CV.$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.4.Ferraillage De balcon:

A |

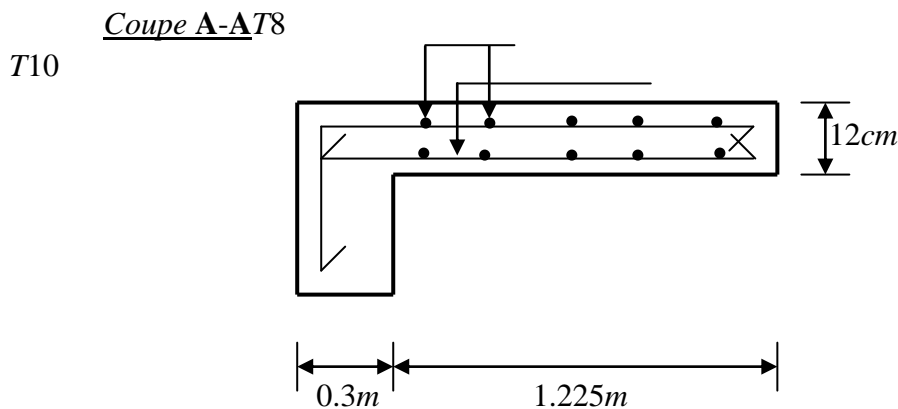
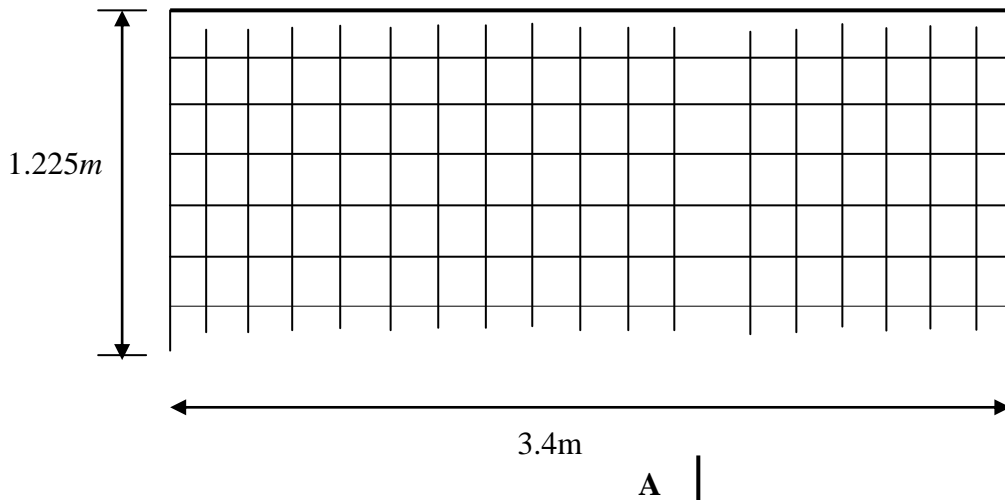


Fig. III.3.7. Ferrailage De balcon

III.5.L'ascenseur

III.5.1.Introduction :

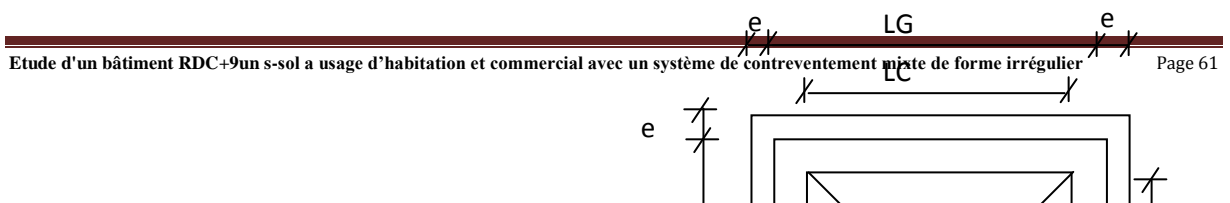
L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale qui permet d'assurer le transport des personnes, ou des marchandises en toute sécurité.

La cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier.

Les ascenseurs sont classés en plusieurs groupes selon leur usage, est composé de trois parties essentielles :

- 1) Le treuil de levage
- 2) La cabine ou la benne
- 3) La contre poids

III.5.2.Dimensions de la cabine :



- Largeur de la cabine : $LC = 0,90$ m.
- Profondeur de la cabine : $PC = 1,30$ m.
- Largeur de la gaine : $LG = 1,00$ m
- Profondeur de la gaine : $PG = 1,40$ m
- Hauteur de la cabine : $HC = 2,20$ m
- Largeur de Passage libre : $LP = 0,60$ m
- Hauteur de Passage libre : $HP = 2,00$ m
- Epaisseur de voile : $e = 15$ cm
- Hauteur de course : $34,70$ m.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités par une nappe de câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie de treuil soit :

P_m : la masse de la cabine +treuil + accessoires +pendentif +câble =poids mort

Q : la charge en cabine.

PP : la masse due contre poids

$P_p = p_m + Q/2$

Le choix a été porté d'après la norme –NF-P82.208 (tableau ascenseur et monte-charge) sur un ascenseur de charge nominale de : 630Kg, caractérisé par une surface utile maximale de : 1,66 m² ; transportant 8 personnes au maximum avec une vitesse de 1,6 m /s.

La dalle qui supporte l'ascenseur est en béton armé d'épaisseur 15 cm

Puisque notre ascenseur est destiné principalement au transport des personnes ; il est donc de classe I d'après la norme (NF-P82.209)

La gaine d'ascenseur est de 39,78 conçue de façon à assurer une protection contre l'incendie et l'isolation acoustique.

III.5.3.Evaluation des charges :

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

La masse de la surface totale des côtés :

Surface latérale :

$$S1 = (2 \times 1,3 + 0,9) \times 2,2 = 7,70 \text{ m}^2$$

La masse de la surface latérale doit être majorée de 10% à raison de 11,5 kg /m²

$$M1 = 11,5 \times 1,1 \times 7,7 = 97,41 \text{ kg}$$

La masse du plancher :

Surface du plancher :

$$S2 = 1,30 \times 0,90 = 1,17 \text{ m}^2$$

$$M2 = 110 \times 1,17 = 128,7 \text{ kg.}$$

La masse du toit :

Surface du toit : $S3 = 1,17 \text{ m}^2$

$$M3 = 20 \times 1,17 = 23,4 \text{ kg.}$$

La masse de l'arcade : $M4 = 60 + (80 \times 1,1) = 148 \text{ kg.}$

La masse du parachute : $M5 = 100 \text{ kg.}$

La masse des accessoires : $M6 = 80 \text{ kg.}$

La masse des poulies de mouflage : $M7 = 30 \times 2 = 60 \text{ kg.}$

La masse de la porte de cabine : $S8 = 0,6 \times 2 = 1,2 \text{ m}^2$

$$M8 = 80 + (25 \times 1,2) = 110 \text{ kg.}$$

Le poids mort totale : $Pm = \sum Mi = 747,51 \text{ kg.}$

Masse du contre poids : $Pp = Pm + Q/2 = 747,51 + 630/2 = 1062,51 \text{ kg.}$

Masse du treuil en haut moteur : $P = 1200 \text{ kg.}$

III.5.4.Choix des Câbles :

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par leur nombre (n) et par type de moulage (m) (deux brins), donc $m = 2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r = C_r (\text{d'un cable}) \cdot n \cdot m \quad \dots\dots\dots (1) \\ C_r = C_s \cdot M \quad \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

- C_s : coefficient de sécurité qui doit être à la minimale égale à 12
- M : la somme de la charge utile Q et le poids mort P_m

$$C_r = 12 \times (630 + 747,51) = 16530,12 \text{ kg} \quad \text{Eq(2)}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est : 0,85 Donc :

$$C_r = \frac{16530,12}{0,85} = 19447,2 \text{ kg.}$$

La norme NFP 82-210 impose un rapport $\frac{D}{d}$ entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) d'aux mains égale à quel que soit le nombre de trous

$$d = \frac{D}{45} \text{ Avec } (D) \text{ variant de } 400 \text{ à } 800 \text{ mm.}$$

On prend : $D = 450 \text{ mm}$

$$\text{Donc : } d = \frac{450}{45} = 10 \text{ mm}$$

D'après le tableau donnant les caractéristiques des câbles, on prend $d = 9,45$ qui a une masse linéaire de 0,293 et une charge admissible totale de $C_{rl} = 4650 \text{ kg}$

De la relation (1) :

$$n = \frac{C_r}{C_{rl(d'uncable)}} = \frac{19447,2}{4650 \times 2} = 2,1$$

On prend $n = 3$ câbles.

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc $n = 4$

La masse des câbles: $M_c = 4 \times 0,293 \times 34,70 = 40,67 \text{ kg}$

Charge totale permanente :

$$G = P_p + P_m + M_c + P = 1062,51 + 747,51 + 40,67 + 1200 = 3050,69 \text{ kg}$$

$$G = 3050,69 \text{ kg.}$$

Charge d'exploitation:

$$Q = 630 \text{ kg.}$$

E.L.U.R:

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3050,69 + 1,5 \times 630 = 5063,43 \text{ daN.}$$

E.L.S

$$Q_{ser} = G + Q = 3050,69 + 630 = 3680,69 \text{ daN}$$

III.5.5.Vérification au poinçonnement :

IL est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée appliquée par des appuis du moteur (moteur à 4 appuis).

On a une condition dite de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91.P.125)}$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen calculé

h : Épaisseur de la dalle. Q_u : Charge de calcul à l'E.L.U.R

La force F concentrée développe un effort tranchant Q_u (de cisaillement) en charge point de

la dalle : $\Rightarrow Q_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{5063,43}{4} = 1265,89 \text{ kg}$

La section d'appui est de (10.10) cm².

On à $h_0 = 15 \text{ cm}$

Les dimensions u et v du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle avec un angle d'incidence de 45° .

$$\begin{cases} u = u_0 + h_0 \\ v = v_0 + h_0 \end{cases}$$

$$u = v = 10 + 15 = 25 \text{ cm. } u_c = 2(u + v) = 100 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{25}{1,5} = 11250 \text{ kg.}$$

$$\Rightarrow Q_u = 1265,89 \text{ kg} < 11250 \text{ kg.}$$

La dalle résiste au poinçonnement, et aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

III.5. 6. Calcul des sollicitations à l'E.L.U.R :

a)- sous charge concentrée :

Soit P la charge totale appliquée sur un rectangle centre au centre de la plaque. Les moments engendrés par cette charge se calculent au moyen d'abaques ; obtenus par la méthode de (PIGEAUD). Ces abaques de Pigeaud nous donnent les coefficients M1 et M2 selon les

rappports $\frac{l_x}{l_y}, \frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ pour chaque rectangle

$$\text{à l'E.L.U.R : } v = 0 : \begin{cases} M_{xu} = M_1 \cdot P_u \\ M_{yu} = M_2 \cdot P_u \end{cases}$$

$$\text{à l'E.L.S : } v = 0,2 : \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2M_2) \cdot P_{ser} \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2M_1) \cdot P_{ser} \end{cases}$$

$$P' = \frac{P}{\mu \times v}$$

$$\text{avec : } P = Q_u = 1265,89 \text{ kg}$$

$$P' = \frac{1265,89}{0,25 \times 0,25} = 20255,2 \text{ kg/m}^2$$

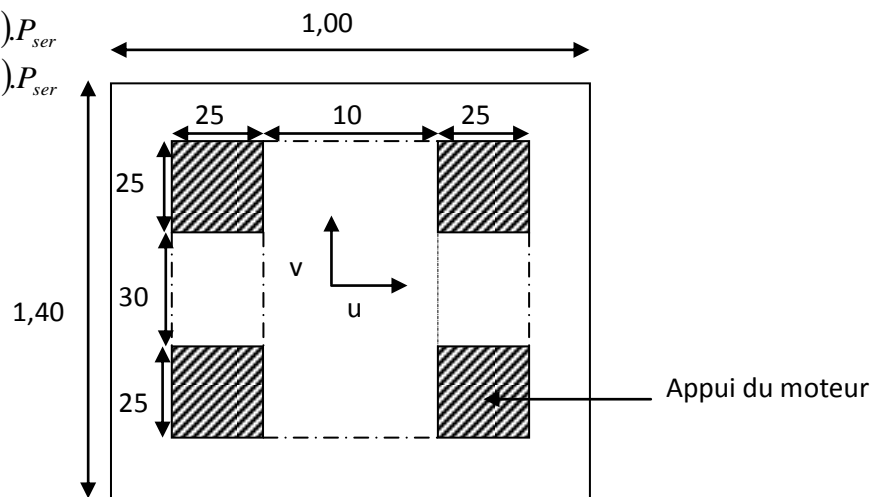
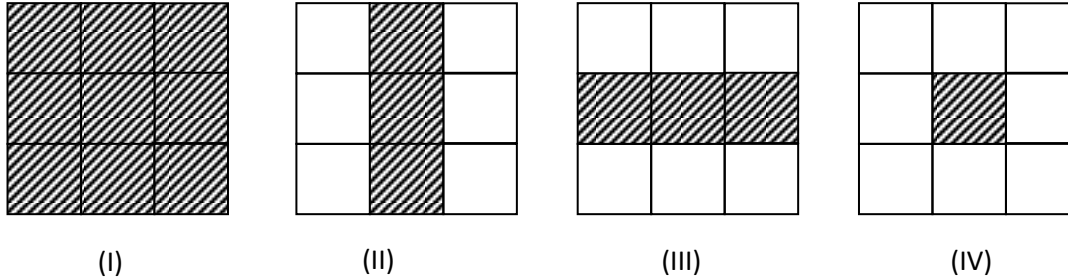


Fig :III.5. sous charge concentrée

Puisque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

On divise un rectangle fictif donnant les charges symétriques :



Les moments seront :

$$\begin{cases} M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV} \\ M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV} \end{cases}$$

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{1,40} = 0,714 > 0,4 \text{ La dalle porte dans les deux sens}$$

• Calcul des moments à E.L.U.R :

Rectangle	U(m)	V(m)	U/lx	V/ly	M1	M2	S(m ²)	p'(kg)	p' S(kgm ²)	Mx(daNm)	My(daNm)
I	0,6	0,8	0,6	0,571	0,097	0,049	0,48	2637,270	1265,89	122,791	62,028
II	0,1	0,8	0,1	0,571	0,152	0,059	0,08	15823,625	1265,89	192,415	74,687
III	0,8	0,3	0,8	0,214	0,096	0,084	0,24	5274,541	1265,89	121,525	106,334
IV	0,1	0,3	0,1	0,214	0,22	0,128	0,03	42196,333	1265,89	278,495	162,033

$$\begin{cases} M_{xc} = 122,791 - 192,415 - 121,525 + 278,495 = 87,346 \text{ dan.m} \\ M_{yc} = 62,028 - 74,687 - 106,334 + 162,033 = 43,04 \text{ dan.m} \end{cases} \begin{cases} M_{xc} = 873,46 \text{ N.m} \\ M_{yc} = 430,4 \text{ N.m} \end{cases}$$

b-) sous charge répartie :

Le poids propre de la dalle (e=15cm) $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ dan} / \text{m}^2$

La dalle machine non accessible $P = 100 \text{ dan} / \text{m}^2$

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times P = (1,35 \times 375 + 1,5 \times 100) \times 1 = 656,25 \text{ dan} / \text{m}^2$$

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,00}{1,40} = 0,714 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$E.L.U \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases}$$

Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_x = 0,0671 \times 656,25 \times (1,0)^2 = 41,95 \text{ dan.m} \\ M_y = 41,95 \times 0,4471 = 18,76 \text{ dan.m} \end{cases}$$

Le moment total appliqué sur la dalle

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} + M_x = 873,46 + 419,5 = 1292,96 \text{ N.m} \\ M_{yt} = M_{yc} + M_y = 430,4 + 187,6 = 618 \text{ N.m} \end{cases}$$

➤ **En travée:**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 969,72 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 463,5 \text{ N.m}$$

➤ **En appui:**

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_x = -646,48 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_y = -309 \text{ N.m}$$

III.5.7. Ferrailage de la dalle :

1-Sens X :

E.L.U.R :

a-En travée : $M_t = 969,72 N.m$; $d_x = 13,5 cm$.

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{969,72}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_{ux} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{969,72}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,21 cm^2/ml$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d_x \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 MPa$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 cm^2/ml$$

-Armatures finales :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,21; 1,63) = 1,63 cm^2/ml. \quad \text{Le choix: } A_{tx} = 4T10/m = 3,14 cm^2/ml$$

Avec $St = 25 cm$

b-) En appui:

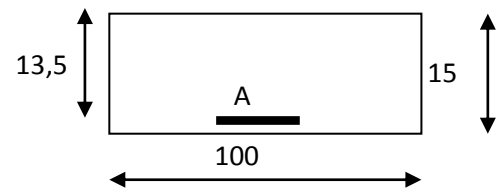
$$M_{ax} = -646,48 N.m$$

$$\mu = \frac{646,48}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 0,004 \quad \beta = 0,998$$

$$A_{ux} = \frac{646,48}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,14 cm^2/ml$$

Armatures finales :



$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,14; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Le choix: } A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 25\text{cm}$

2) Sens Y :

$$d_y = d_x - 1\text{cm} = 13,5 - 1 = 12,5\text{cm}.$$

a-En travée :

$$M_y = 463,5\text{N.m}$$

$$\mu = \frac{M_y}{b \cdot d_y^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{463,5}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \alpha = 0,003$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_{uy} = \frac{M_y}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_s} = \frac{463,5}{0,999 \times 12,5 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures finales

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,11; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Le choix: } A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 25\text{cm}$

b) En appui $M_{ay} = -309\text{N.m}$

$$\mu = \frac{309}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,0014 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\alpha = 0,0002 \quad \beta = 0,999$$

$$A_{uy} = \frac{309}{0,999 \times 12,5 \times 348} = 0,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures finales

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (0,1; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Le choix: } A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 25cm$

III.5.8.Vérification à l'effort tranchant:

Sens X :

$$V_{\max}^x = q \cdot \frac{l_x}{2} + Q_u = 6562,5 \times \frac{1,0}{2} + 12658,9 = 1594,015 dan.$$

$$\tau_u^x = \frac{V_u^x}{b \cdot d_x} = \frac{1594,015 \times 10}{1000 \times 135} = 0,12 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa$$

$$\tau_u^x < \bar{\tau}_u$$

- Pas de reprise de bétonnage.
- Les dispositions constructives générales sont supposées respectées.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

a-Sous charge concentrée:

$$Q_{ser} = G + q = 3680,69 dan.$$

$$q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = 920,17 dan.$$

$$P_{ser} = \frac{q_{ser}}{S} = \frac{920,17}{0,25^2} = 14722,72 \frac{dan}{m^2}.$$

Pour une bande de 1 ml : $P = 14722,72 \frac{dan}{m^2}$

$$\text{On a } \nu = 0,2 \text{ à l'E.L.S} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \cdot P' \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \cdot P' \end{cases}$$

Avec $P' = P_{ser} \cdot S$

Calcul des moments à ELS :

Rectangle	U(m)	V(m)	U/lx	V/ly	M1	M2	S(m ²)	p'(kg)	p' S(kgm ²)	Mx(daNm)	My(daNm)
I	0,6	0,8	0,6	0,571	0,097	0,049	0,48	1917,021	920,17	98,274	62,940
II	0,1	0,8	0,1	0,571	0,152	0,059	0,08	11502,125	920,17	150,724	82,263
III	0,8	0,3	0,8	0,214	0,096	0,084	0,24	3834,042	920,17	103,795	94,962
IV	0,1	0,3	0,1	0,214	0,22	0,128	0,03	30672,333	920,17	225,994	158,269

Donc : $M_{xc} = 69,75 \text{ dan.m}$

$$M_{yc} = 43,98 \text{ dan.m}$$

b) sous la charge répartie:

$$Q_{ser} = G + P = 375 + 100 = 475 \text{ dan/ml}$$

Pour une bande d'un mètre $q_{ser} = 475 \text{ dan/ml}$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,714 > 0,4 \rightarrow$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

$$E.L.S \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases}$$

Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2$

• Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_{xser} = 0,0731 \times 475 \times (1,0)^2 = 34,72 \text{ dan.m} \\ M_{yser} = 0,594 \times 34,72 = 20,62 \text{ dan.m} \end{cases}$$

Donc:

$$\begin{cases} M_{ix} = 34,72 + 69,75 = 104,47 \text{ dan.m} \\ M_{iy} = 20,62 + 43,98 = 64,6 \text{ dan.m} \end{cases}$$

a- En travée

$$M_{Ix} = 0,75.M_x = 78,35 \text{ dan.m}$$

$$M_{Iy} = 0,75.M_y = 48,45 \text{ dan.m}$$

b- En appui:

$$M_{ax} = 0,5.M_x = 52,24 \text{ dan.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 32,3 \text{ dan.m}$$

Vérification à l'E.L.S :**1-) sens X :**

$$\text{a-) En travée : } M_{ser} = 78,35 \text{ dan.m}$$

fissuration peu nuisible → vérifier les contraintes ne vérifier pour σ_s

→ il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$S_{y_1 y_1'} = 0 \Rightarrow \frac{b_0 \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 24,45y_1 - 330,08 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,31 \text{ cm.}$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 3472,41 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = 0,23$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,53 \text{ MPa.}$$

On a $\sigma_{bc} = 0,53 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Au convient

$$\text{b-) En appui: } M_{sera} = 52,24 \text{ dan.m}$$

fissuration peu nuisible → vérifier les contraintes ne vérifier pour σ_s

→ il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$S_{y_1 y_1'} = 0 \Rightarrow \frac{b_0 \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 24,45y_1 - 330,08 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,31 \text{ cm.}$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 3472,41 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = 0,15$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,35 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = 0,35 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'E.L.U.R. conviennent

2-) sens Y :

Puisque' on a les mêmes armatures que elles calculées dans le sens X, on aboutit à la même conclusion.

III.5.9.calcul du mur voile :

Voile périphérique de la cage d'ascenseur

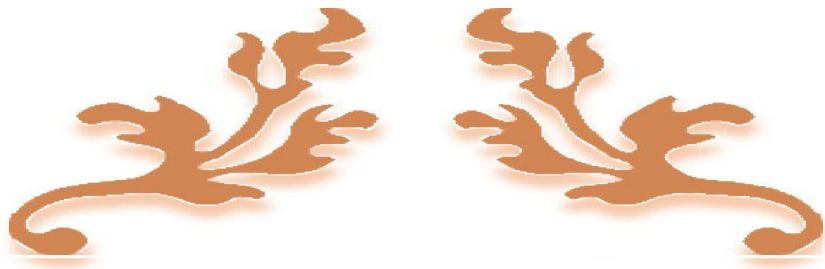
$$\text{On prévoit un mur voile d'épaisseur : } e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13,9 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } e = 15 \text{ cm}$$

Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,15 \cdot b \cdot \frac{e}{100} = 0,15 \times 100 \times \frac{15}{100} = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prévoit un double quadrillage en 4 T10 d'espacement $St = 25 \times 25 \text{ cm}$.



Chapitre: IV

Etude des Planchers

IV.1. Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes:

- transmission des charges et des surcharges des bâtiments.
- assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- dans notre étude, le plancher est composé par des corps creux et une dalle de compression y'a compris les nervures (poutrelles).

IV.2. Caractéristiques des poutrelles :

- l'épaisseur du corps creux: $e = 16\text{cm}$
- l'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm}$
- la largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2.(25) = 60\text{cm}$

le corps creux utilisé pour le plancher est de : $L_0 = 55\text{cm}$

$b_0 = 10\text{cm}$

$h_t = 20\text{ cm.}$

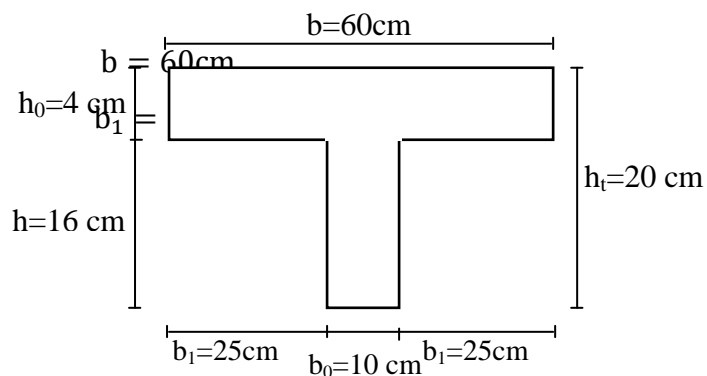


Fig. IV.1. Schéma statique de poutrelles

IV.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

a). Plancher terrasse :

$$G = 6.28 * 0.60 = 3.768 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 * 0.60 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.986 \text{ KN/ml}$

Combinaison à l'E.L.S : $Q_s = G + Q = 4.368 \text{ KN/ml}$

b). Plancher étage courant :

$$G = 5.38 * 0.60 = 3.228 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 * 0.60 = 0.9 \text{ KN/ml}$$

Combinaison à l'E.L.U : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.707 \text{ KN/ml}$

Combinaison à l'E.L.S : $Q_s = G + Q = 4.158 \text{ KN/ml}$

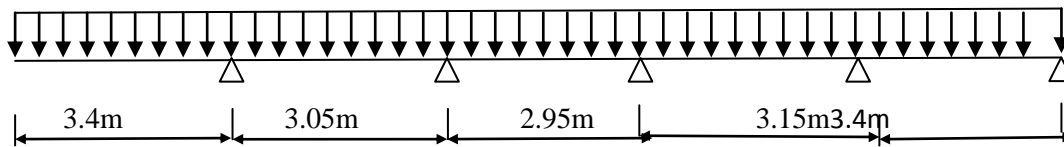


Fig. IV.2. Schéma statique de la charge sur poutrelle

IV.2.2. Combinaison des sollicitations :

Donc les poutrelles des plancher courant sont le plus sollicitées.

La poutrelle est partiellement encastrée aux extrêmes, dans ce cas la poutrelle se comporte comme une poutre continue de section en T sur 6 appuis, elle supporte son poids propre plus les charges revenant au plancher.

IV.2.3. Domaine de validité de la méthode forfaitaire : [1]

Pour calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuie on utilise la méthode forfaitaire.

1- la charge d'exploitation $Q \leq \text{Max} \left\{ \frac{2G}{5} \text{ kN/m}^2 \right\}$

2-le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.

3-le rapport entre les travées successives est compris entre 0,8 et 1,25

4-la fissuration est peu nuisible

a) terrasse :

$c \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2 \quad Q < \text{max} [2 \cdot 6,38 = 12,76 ; 5 \text{ kN/m}^2] = 12,76 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

b) étage courant

1) $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad Q < \text{max} [2 \cdot 5,19 = 10,38 ; 5 \text{ kN/m}^2] = 10,38 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2) Les moments d'inertie est constante..... CV

(les poutrelles ayant la même section).

3) $0,8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25$

$0,8 < (2,89/3,89) = 0,743 < 1,25 \dots\dots\dots \text{CNV}$

$0,8 < (3,89/4) = 0,972 < 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$

$0,8 < (4/4) = 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{CV}$

4) fissuration peu nuisibleCV

Donc non applique la méthode forfaitaire

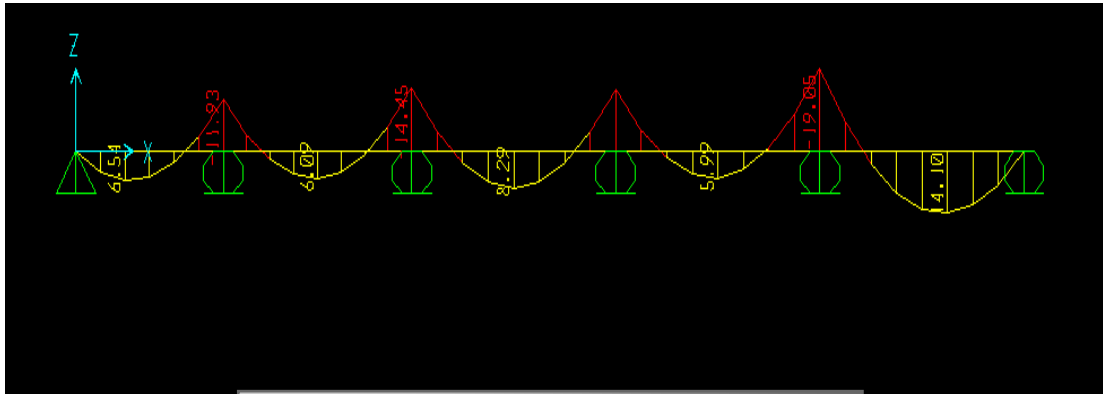


Diagramme des moments à L'.ELU

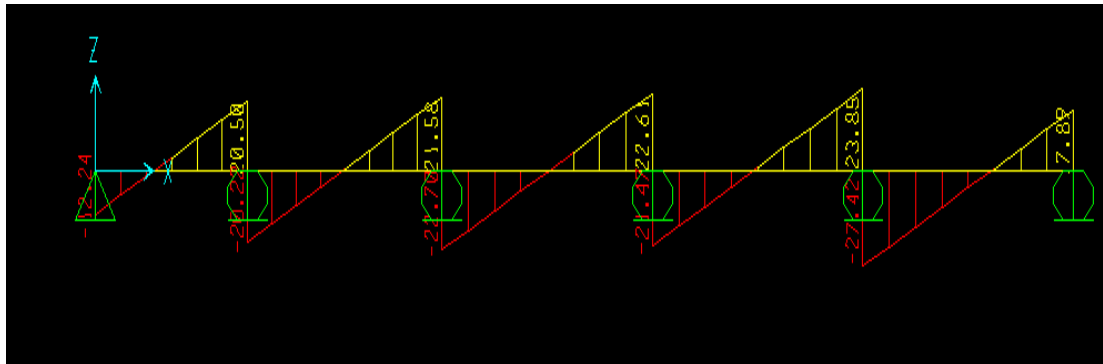


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELU

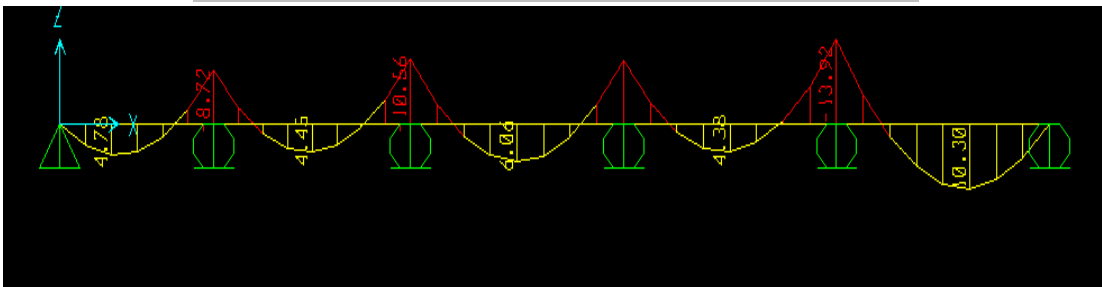


Diagramme des moments à L'.ELS

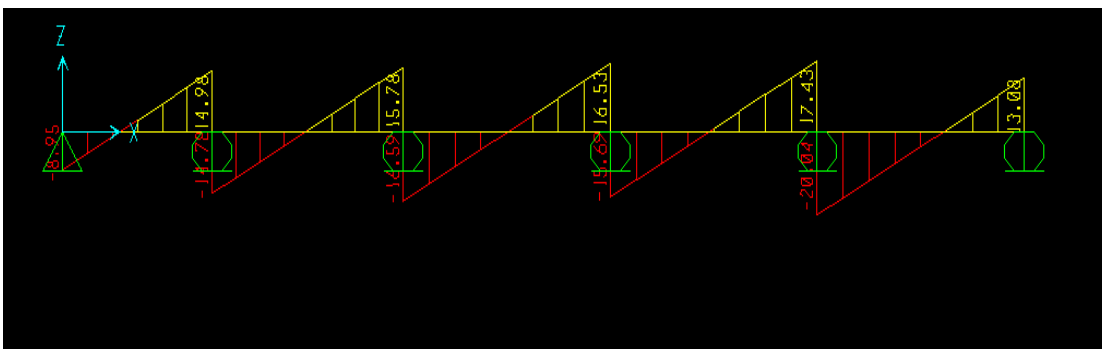


Diagramme des efforts tranchants à L'.ELS

Fig. Iv.3. Les diagramme des moments et les efforts tranchants (elu&els) on(sap 2000)

III.2.4. Détermination des armatures :

Le moment de la table de compression :

$$M_{table} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots [1]$$

$$M_{table} = 0,60 \cdot 0,04 \cdot 14,17 \cdot (0,18 - (0,04/2)) \cdot 10^{-3} = 54.412 \text{ KN.m}$$

$M_{table} > M_{max} = 6,966 \text{ KN.m}$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

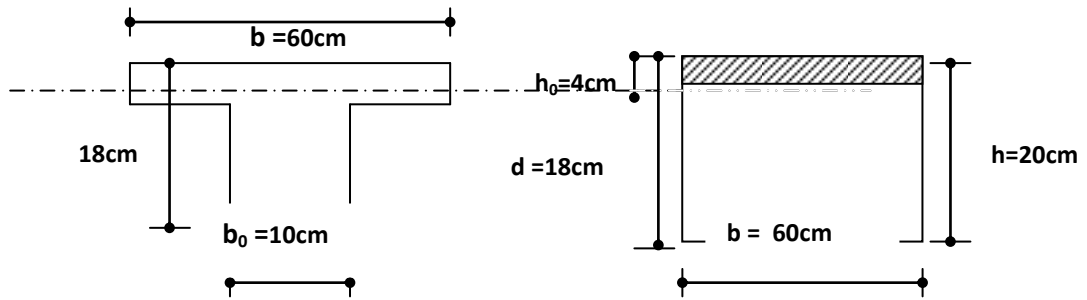


Fig. IV. Schéma statique de potrelles

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :..... [1]

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots [1]$$

Tableaux (IV -1): Récapitulatif de ferrailage

Appuis et travées	M _u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	f _{bc}	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	A _{min}	Adopté (cm ²)
1	0	10	18	14.17	0	0	18	0	0.21735	1T10=0,79
1-2	6.54	60	18	14.17	0.02374	0.03003803	18	0.001	1.3041	2T10=1,57
2	11.93	10	18	14.17	0.25985	0.38370709	15	0.002249	0.21735	1T10=0,79
2-3	6.09	60	18	14.17	0.02211	0.02794754	18	0.00098321	1.3041	2T10=1,57
3	14.45	10	18	14.17	0.31474	0.48912213	14	0.00286794	0.21735	1T10=0,79
3-4	8.28	60	18	14.17	0.03006	0.03815519	18	0.00134233	1.3041	2T10=1,57
4	14.28	10	18	14.17	0.31104	0.4815558	15	0.00282358	0.21735	1T10=0,79
4-5	5.99	60	18	14.17	0.02175	0.02748347	18	0.00096689	1.3041	2T10=1,57
5	19.05	10	18	14.17	0.41494	0.73441492	13	0.0043062	0.21735	1T10=0,79
5-6	14.1	60	18	14.17	0.05119	0.06570988	18	0.00231172	1.3041	2T10=1,57
6	0	10	18	14.17	0	0	18	0	0.21735	1T10=0,79

III.2.5. Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non fragilité :** [1]

- en travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{1,412 \text{ cm}^2}$$

$$1,57 \text{ cm}^2 \geq 1,413 \text{ cm}^2$$

- sur appui :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1 / 400 = \mathbf{0,217 \text{ cm}^2}$$

$$0,79 \text{ cm}^2 \geq 0,22 \text{ cm}^2$$

- **Vérification contrainte tangentielle du béton :**

$$T_{u_{\max}} = 12,435 \text{ KN}$$

*fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots [1]$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,435 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,18} = 0,690 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,690 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Calcul des Armatures transversale :** [1]

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200 / 35; 100 / 10; 10) \text{ mm} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 6$ **1 cadre T6** \rightarrow

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = \mathbf{0,56 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement des armatures transversales:** [1]

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte: **S_t=15cm**

- **Vérification de la compression du béton vis avis de l'effort tranchant:**

- **sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2x \frac{11,305}{0,1 \times 0,9 \times 0,18 \times 1000} = 1,39 \text{ MPA} \dots\dots\dots [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots [1]$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,39 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12,435}{0,1 \times 0,9 \times 0,18 \times 1000} = 1,53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.6. Vérification à l'E.L.S : [1]

• **Vérification des contraintes :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée (5-6) :** $\alpha=0,028$

$$\gamma=6,966/5.010=1,390$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100= (1.390-1)/2+25/100 = 0,445$$

$$\Rightarrow \alpha=0,028 \leq 0,445 \text{ CV}$$

- **Appui de rive :** $\alpha= 0,0399$

$$\gamma=1.441/1.038=1,388$$

$$(\gamma-1)/2+f_{c28}/100 \Rightarrow (1,388 -1)/2+25/100=0,444$$

$$\Rightarrow \alpha=0,0399 < 0,444 \text{CV}$$

- **Appui intermédiaire :** $\alpha= 0,138$

$$\gamma=4,804/3.476=1,382$$

$$= (\gamma-1)/2+f_{c28}/100= (1,382-1)/2+25/100=0,441$$

$$\alpha=0,138 < 0,441 \text{CV}$$

• **Condition de la flèche :**

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2/3.4 = 0,059 \geq 1/22.5 = 0,044 \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20/3.4 = 0,059 \geq 6,966/15 \times 9.609 = 0,048 \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57/10 \times 18 = 0,0087 \leq 3.6/400 = 0,009 \text{CV}$$

○ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$Ih/L \geq 1/16$$

$$IIAs / bd \leq 4,2 / f_e$$

$$IIIh/L \geq 1/10 (M_t/M_0)$$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 12 / 325 = 0,0615 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_0) \Rightarrow 0.0615 < 0.0623 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de chargement

Charge permanente sans revêtement : $j=2.9 \times 0.65=1.885$ KN/ml

Charge permanente avec revêtement : $g=6.79 \times 0.65=4.4135$ KN/ml

Charge totale : $P= (G+Q) b = (6.79+1) \times 0.65 = 5.0635$ KN/ml

○ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$IVh/L \geq 1/16$$

$$VAs / bd \leq 4,2 / fe$$

$$VIh/L \geq 1/10 (Mt/Mo)$$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \quad \Rightarrow 12 / 325 = 0,0615 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (Mt/Mo) \quad \Rightarrow 0.0615 < 0.0623 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de chargement

Charge permanente sans revêtement : $j=2.9 \times 0.60=1.74$ KN/ml

Charge permanente avec revêtement : $g=6.79 \times 0.60=4.074$ KN/ml

Charge totale : $P= (G+Q) b = (6.79+1) \times 0.60 = 4.674$ KN/ml

Calcul des moments correspondant

$$M_j = 0.75 \frac{jL^2}{8} = 2.61 \text{KNm}$$

$$M_g = 0.75 \frac{gL^2}{8} = 6.11 \text{KNm}$$

$$M_p = 0.75 \frac{PL^2}{8} = 7.011 \text{KNm}$$

Calcul de position de centre de gravité

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right] \Rightarrow y =$$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{65(20)^3}{12} + 15(2.36)(10 - 2)^2 = 45598.93 \text{ cm}^3$$

Calcul des contraintes correspondant

$$\sigma_j = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 11.212 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 12.252 \text{ MPa}$$

$$\sigma_P = \frac{15M_P}{I} (d - y) = 30.118 \text{ MPa}$$

Calcul de pourcentage des armatures

$$\rho = \frac{A_s}{db} = \frac{2.36}{18.65} = 0.00201$$

Calcul des coefficients correspondant

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_j + f_{t28}} \right) = -0.677 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_g + f_{t28}} \right) = -0.671 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_p + f_{t28}} \right) = -0.569 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0.$$

Calcul de module de déformation longitudinale du béton

* Calcul de module de déformation longitudinale instantané du béton :

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

* Calcul de module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = 10818.87 \text{MPa.}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I_{ji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1I_0}{1} = 50158.8 \text{cm}^4 = I_{gi} = I_{pi} = I_{gv}.$$

Calcul de la flèche

♦ La flèche correspondante à j :

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{ji}} = 0.0205 \text{ cm.}$$

♦ La flèche correspondante à g :

$$f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{gi}} = 0.048 \text{ cm.}$$

♦ La flèche correspondante à P :

$$f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{pi}} = 0.055 \text{ cm.}$$

♦ La flèche correspondante à V :

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{gv}} = 0.141 \text{ cm.}$$

La flèche totale

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.141 - 0.0205 + 0.055 - 0.048 = 0.127 \text{ cm.}$$

La flèche admissible

$$\Delta f_{t\text{ad}} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm.}$$

On a: $\Delta f_t < \Delta f_{t\text{ad}}$ (C.V).

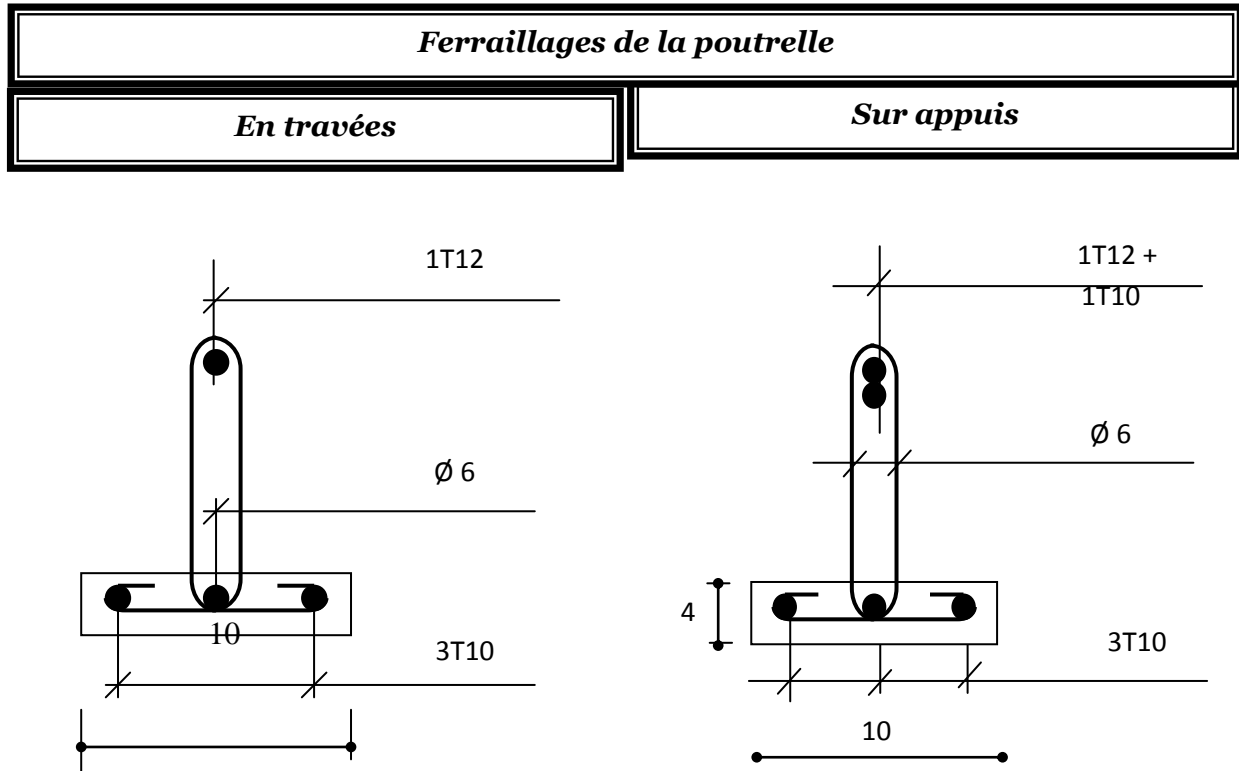
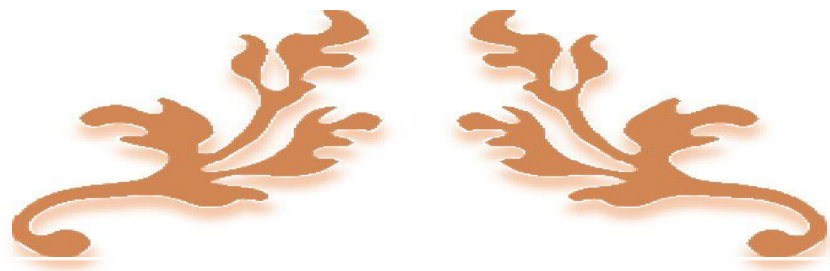


Fig. IV.5. Ferraillages de la poutrelle

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrillé les planchers à corps creux et dalle plein. Nous présentons dans le 5ème chapitre l'étude et le ferrillage des éléments non structuraux (escaliers, acrotère... etc.).



Chapitre: V

Etude sismique

V.1. Introduction

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

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

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

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone

sismique II-A groupe d'usage 2.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **bâtiment** ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

✓ La hauteur de la structure : **H = 34m > 23 m**

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2018**

V.3-Méthode d'analyse modale spectrale :

V-3-1-Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de

réponse de

calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V-3-2-Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

V-3-3-Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

- **Définition du spectre de réponse de calcul :**

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

V.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0: sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya Oran donc en zone IIa.

2. Classification de l'ouvrage selon son importance:

Le bâtiment étudié à usage de d'habitation et ne dépasse pas 48m selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2

Le bâtiment est dans le groupe 2

3. Classification du site :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est dans un site rocheux S1

V.5. Calcul de la force sismique totale : (suivant RPA99Version2003)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W_t : poids total de la structure.

❖ Détermination des coefficients :

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Il est donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage 2 et zone sismique IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Portique contreventé par des voiles $\Rightarrow R = 4$.

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :** fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0.30$ s, $T_1 = 0.15$ s

η : Facteur de correction d'amortissement donné par le formule: $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 7$ %

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0,7$

T : la période fondamentale de la structure: coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau:

$$h_N = 34m$$

C_T : coefficient ,fonction de système de contreventement, du type de remplissages donné par le tableau 4.6

$$\Rightarrow C_T = 0.050$$

$$\Rightarrow T = 0,05 \times (34)^{\frac{3}{4}} = 0,704s$$

Et comme " C_T " le cas $n^0=03$ dans le tableau, on peut utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

où " D " est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée.

$$D_x = 24.71m \Rightarrow T_x = 0.62 s.$$

$$D_y = 24.71 \Rightarrow T_y = 0.62 s.$$

Dans ce cas il ya lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs .

$$T_x = \min(0,62s; 0,704s) \Rightarrow T_x = 0,62s$$

$$T_y = \min(0,62s; 0,704s) \Rightarrow T_y = 0,62s$$

$$T_2 = 0,30s < T_x = 0,543s < 3,0s \Rightarrow D_x = \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,882 \times 0,673 = 0,594$$

$$T_2 = 0,30s < T_y = 0,543s < 3,0s \Rightarrow D_y = \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,882 \times 0,673 = 0,594$$

• **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q :est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

Tableau(V-1) : facteur de qualité.

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σ Q = 1+0.05+0+0+0+0=1,15		

• **Poids total de la structure : (WT)**

ω_t : est égale à la somme des poids ω_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\omega_t = \sum_{i=1}^n \omega_i \text{ avec } \omega_i = \omega_{Gi} + \beta \omega_{Qi}$$

ω_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

ω_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0,2 \text{ Tableau (4.5) RPA99}$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018**

$$\sum W_i = 23117,48 \text{ KNn}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre masse et le centre de torsion, D'après le **RPA 99 /V 2003** l'excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
- ✓ Excentricité théorique résultante des plans.
- ✚ Calcul de L'excentricité accidentelle

❖ **RDC :**

Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 24,71 = 1,2355\text{m}$;

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 24,71 = 1,2355\text{m}$.

❖ ETAGES COURANTS :

Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 24,71 = 1,2355 \text{ m}$;

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 24,71 = 1,2355 \text{ m}$.

Excentricité accidentelle (RPA99/V2003 Article (4.3.7))

Donc l'excentricité accidentelle est : $(e_{x1}, e_{y1}) = (1,2355 \text{ m} ; 1,2355 \text{ m})$

Calcul de l'excentricité théorique :

$$e_{y1} = |X_m - X_r| e_{y2} = |Y_m - Y_r|$$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_{G=\frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}} \text{ et } Y_{G=\frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018**

a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-2 suivant

Tableau V -2: Caractéristiques massiques et géométriques de la structure

		Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		ex0 [m]	ey0 [m]
Niveau	Wétage (kg)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	ex	ey
S- SOL	202415,17	9,51	9,5	8,77	8,50	0,74	1,00
RDC	213636,95	9,25	9,24	13,38	13,37	4,12	4,14
Etage 1	213636,95	9,25	9,24	13,41	13,40	4,16	4,17
Etage 2	213636,95	9,25	9,24	13,43	13,43	4,18	4,19
Etage 3	213636,95	9,25	9,24	13,43	13,43	4,18	4,19
Etage 4	213636,95	9,25	9,24	13,45	13,44	4,20	4,21
Etage 5	213636,95	9,25	9,24	13,45	13,44	4,20	4,21
Etage 6	213636,95	9,25	9,24	13,48	13,47	4,23	4,23
Etage 7	213636,95	9,25	9,24	13,48	13,47	4,23	4,23
Etage 8	213636,95	9,25	9,24	13,49	13,48	4,24	4,24
Etage 9	232178,78	9,63	9,61	13,49	13,48	3,87	3,86

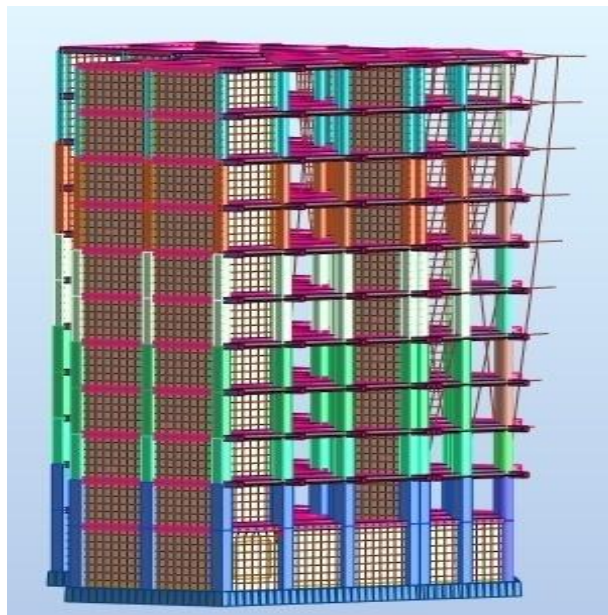
- Nombre des modes considérées :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) :

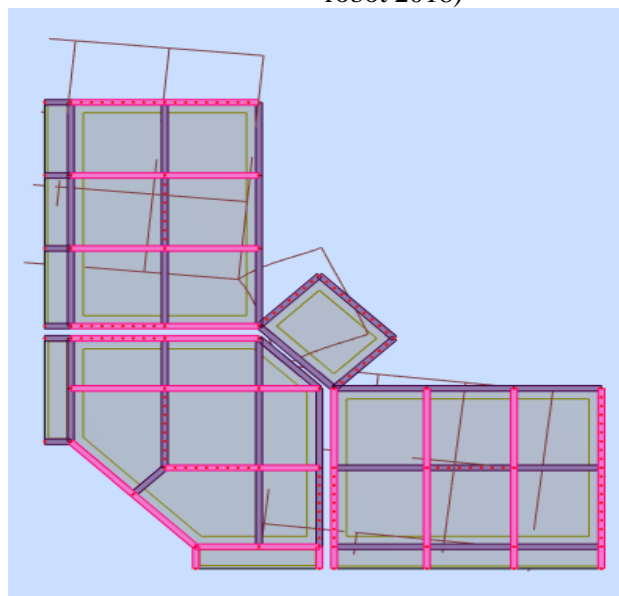
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure

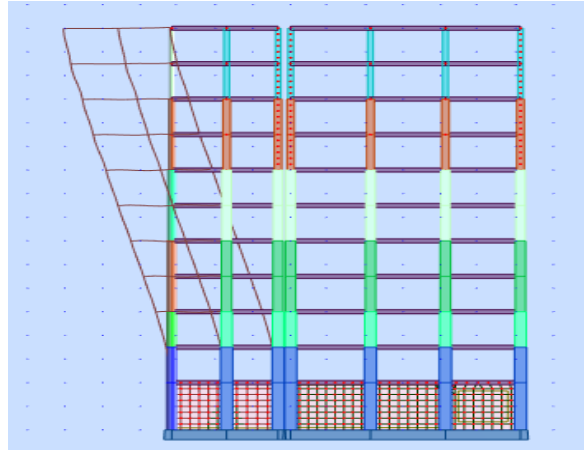
- Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:



FigVIII -1 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de robot 2018)



FigVIII -2 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-X



figV -3 : 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z
(résultats de Robot 2018)

Tableau V-3 : Périodes et facteurs de participation modale de la.(Résultats Robot 2018)

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,59	87,55	72,72
2	0,49	87,58	80,02
3	0,39	89,02	88,04
4	0,39	89,03	88,50
5	0,35	89,09	88,54
6	0,26	89,32	88,88
7	0,23	89,69	89,40
8	0,17	90,17	89,41
9	0,14	90,63	89,61
10	0,11	90,64	89,63
11	0,10	90,90	90,45

V.6. Interprétation :

$1,3 \times T = 1,3 \times 0,62 = 0,803 \text{sec}$;

La période max donnée par **Robot 2018** ; $T=0,59 \text{ s}$ est inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4) **0,803s**

Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ($T_e < 1.3T$).

Cela nous traduit bonne rigidité dans le bâtiment.

a-Nombre des modes considérées :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) :

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

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-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. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans notre structure :

- La masse modale longitudinale est : 2357292,05KN
- La masse modale transversale est : 2357291,99KN
- La masse totale de la structure est : 23117,48 KN

Sens longitudinal:

90%(23117,48) = 20805,732KN < la masse modale ➡ Condition vérifiée.

Sens transversal:

90%(23117,48) = 20805,732KN < la masse modale ➡ Condition vérifiée

Sens longitudinal:

105%(23117,48) = 24273,354KN < la masse modale ➡ Condition vérifiée.

Sens transversal:

105%(23117,48) = 24273,354KN < la masse modale ➡ Condition vérifiée.

b)-Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{x\text{statique}} = V_{y\text{statique}} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 0.594}{4} \times 23117,48 = 592,18 \text{ KNc}$$

Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau VIII-4 : Les réactions à la base

	$\sum F_x$ (KN)	$\sum F_y$ (KN)
Ex	2720,60	2943,98
Ey	2494,59	3263,43

$$V_{x\text{dynamique}} = 4008,57 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = 4107,67 \text{ KN}$$

Tableau VIII-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{dyn} (KN)	V_{stat} (KN)	$0.8 \times V_{\text{stat}}$	$0.8 \times V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Ex	4008,57	592.18	473,744	Condition vérifiée
Ey	4107,67	592.18	473,744	Condition vérifiée

❖ Vérification des déplacements:

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau VIII-6 : vérification des déplacements.

Niveau	Sens longitudinal			Sens transversal			1% Hetage	observation
	δK	$\delta k = R \cdot \delta ek$	$\Delta k = \delta k - \delta k-$	δK	$\delta k = R \cdot \delta ek$	$\Delta k = \delta k - \delta k-$		
Etage 9	2,4	9,6	1,2	2,4	9,6	1,2	3	vérifiée
Etage 8	2,1	8,4	1,2	2,1	8,4	1,2	3	vérifiée
Etage 7	1,8	7,2	1,2	1,8	7,2	1,2	3	vérifiée
Etage 6	1,5	6	1,2	1,5	6	1,2	3	vérifiée
Etage 5	1,2	4,8	1,2	1,2	4,8	0,8	3	vérifiée
Etage 4	0,9	3,6	0,8	1	4	1,2	3	vérifiée
Etage 3	0,7	2,8	0,8	0,7	2,8	0,8	3	vérifiée
Etage 2	0,5	2	0,8	0,5	2	0,8	3	vérifiée
Etage 1	0,3	1,2	0,8	0,3	1,2	0,8	3	vérifiée
RDC	0,1	0,4	0,4	0,1	0,4	0,4	3	vérifiée
SOUS SOL	0	0	0	0	0	0	4	vérifiée

- ❖ Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

c)-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du (ou effet P-Δ) peuvent être négligés, dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PkX\Delta k}{VkXhk} < 0.10$$

Avec :

P_K: Poids total de la structure et des charges

d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$Pk = \Sigma(WGI + 0.2WQI)$$

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_K: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K: Hauteur de l'étage « k ».

Si, $0.10 \leq \theta \leq 0.20$ les effets (P - Δ) peuvent être pris en compte de manière

approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er $\frac{1}{1-\theta k}$

ordre par le facteur

Si $\theta k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau VIII -7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens X (Combinaison Ex)

Niveau	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	hk (cm)	θ_k	$\theta_k < 1$
Etage 9	2321,7878	2,4	302,86	300,00	0,061329665	OUI
Etage 8	2136,3695	2,1	518,03	300,00	0,028868186	OUI
Etage 7	2136,3695	1,8	686,66	300,00	0,018667488	OUI
Etage 6	2136,3695	1,5	824,07	300,00	0,012962306	OUI
Etage 5	2136,3695	1,2	938,96	300,00	0,009101003	OUI
Etage 4	2136,3695	0,9	1036,59	300,00	0,006182877	OUI
Etage 3	2136,3695	0,7	1118,59	300,00	0,00445638	OUI
Etage 2	2136,3695	0,5	1186,71	300,00	0,003000409	OUI
Etage 1	2136,3695	0,3	1242,69	300,00	0,001719149	OUI
RDC	2136,3695	0,1	1281,13	300,00	0,000555856	OUI
SOUS SOL	202415,17	0	1295,36	400,00	0	OUI

Tableau VIII -8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)

Niveau	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	hk (cm)	θ_k	$\theta_k < 1$
Etage 9	2321,7878	2,4	260,74	300,00	0,071236874	OUI
Etage 8	2136,3695	2,1	450,17	300,00	0,033219865	OUI
Etage 7	2136,3695	1,8	601,64	300,00	0,02130546	OUI
Etage 6	2136,3695	1,5	724,82	300,00	0,014737242	OUI
Etage 5	2136,3695	1,2	826,98	300,00	0,010333355	OUI
Etage 4	2136,3695	0,9	913,36	300,00	0,007017067	OUI
Etage 3	2136,3695	0,7	985,64	300,00	0,005057488	OUI
Etage 2	2136,3695	0,5	1045,45	300,00	0,003405821	OUI
Etage 1	2136,3695	0,3	1095,71	300,00	0,001949758	OUI
RDC	2136,3695	0,1	1129,38	300,00	0,000630543	OUI
S- SOL	202415,17	0	1136,23	400,00	0	OUI

D)-Vérification au renversement :

Pour que la bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, **M_s**= W×L/2

M_r : Moment renversant , **M_r** = $\sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau VIII -9: vérification de renversement du bâtiment sens longitudinal

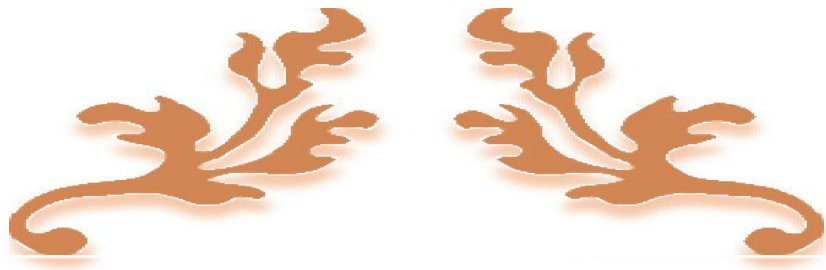
W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
23117,48	24.71	12,35	285500,87	169531,79	1,68	Condition vérifiée

TableauVI -10: vérification de renversement du bâtiment sens transversal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
23117,48	24.71	12,35	285500,87	148829.00	1,91	Condition vérifiée

Finalemment :

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



Chapitre: VI

Etude desportiques

VI.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :
Compression simple ; Traction simple ; Flexion simple ; Flexion composée.

- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à *la flexion simple*.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en *flexion composée*

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissent et aux efforts tranchants, donc elles sont calculés en flexion simple. Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

La section d'armature finale $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$ tel que :

- A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.
- A_{CNF} : Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} = 0,23.b.d.f_{tj}/f_c$
- A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 »(Art7.5.2.1).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Combinaisons :

Selon le RPA, les poutres sont admises à la flexion dont les moments sur appuis et en travée, sont déterminés comme suit :

* Les moments sont obtenus d'après les combinaisons accidentelles :

- $G+Q\pm E$ pour la nappe supérieure
- $0.8G\pm E$ pour la nappe inférieure

* Les moments en travée sont obtenus d'après les combinaisons durables :

- $1.35G+1.5Q$ conformément aux règlements BAEL91

- Dans le cas de ferrailage des travées, on utilise la combinaison du **cas général**

$$\Rightarrow (\gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15) \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Dans le cas de ferrailage des appuis, on utilise la combinaison du **cas accidenté**

$$\Rightarrow (\gamma_b = 1.15; \gamma_s = 1) \Rightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

VI.2.1. Poutres principales (30 ; 40) :

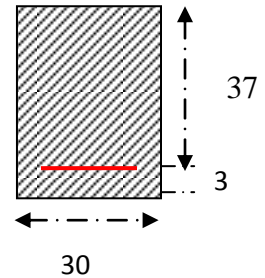
- On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée

Calcul des armatures transversales

- En travée** : Combinaison utilisée : **1,35G+1,5Q**

D'après les résultats de logiciel **ROBOT** $M_{\text{umax}} = 34.64 \text{ KN.m}$

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$



Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	34.64	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 34.64 \times 10^3 / (30 \times 37^2 \times 14.2) = 0,0594$$

$$\mu = 0,0594 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0594 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0594}) = 0,0765$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0765) = 0,979$$

❖ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.64 \times 10^3}{0,969 \times 37 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES

Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (40 \times 30) = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :** *BAEL91 (Art A.4.2)*

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1 / 400 = 1,34 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (2,78 ; 1,34 ; 6) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6 \text{ HA } 14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

- **Nappe supérieure :** Combinaison utilisée : $G+Q \pm E$

D'après les résultats de logiciel **ROBOT** $M_{\text{umax}} = 58,42 \text{ KN.m}$

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur de la section	$h =$	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : $G+Q \pm E$	$M_u =$	58,42	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 58,42 \times 10^3 / (30 \times 37^2 \times 18,48) = 0,077$$

$$\mu = 0,077 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés } (A' = 0 \text{ cm}^2)$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0643 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,077}) = 0,1003$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,1003) = 0,96$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58,42 \times 10^3}{0,96 \times 37 \times 400} = 4,112 \text{ cm}^2$$

Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (40 \times 30) = 6 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES

❖ **Condition de non fragilité :** *BAEL91 (Art A.4.2)*

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1 / 400 = 1,34 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$A_s = \max (4.112.; 1,34; 6) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Nappe inférieure :** Combinaison utilisée : **0.8G±E.**

D'après les résultats de logiciel **ROBOT** $M_{\text{umax}} = 44.45 \text{ KN.m}$

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	40	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	37	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 0.8G±E.	$M_u =$	44.45	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

❖ **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 44.45 \times 10^3 / (30 \times 37^2 \times 18,48) = 0.0586$$

$$\mu = 0,0586 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A}' = 0 \text{ cm}^2)$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0586 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0586}) = 0,0755$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0755) = 0,97$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.45 \times 10^3}{0,97 \times 37 \times 400} = 3.09 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$A_s = \max (3.09; 1,34 ; 6) = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ La vérification du ferrailage des poutres transversales :

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (40 \times 30) = \mathbf{6 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times (40 \times 30) = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A'_s = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2 \\ A_s = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 9,24 + 9,24 = \mathbf{18,48 \text{ cm}^2}$$

D'où : $18,48 \text{ cm}^2 < 48,00 \text{ cm}^2$ CV

❖ Condition de non fragilité : **BAEL91 (Art A.4.2)**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1 / 400 = 1,34 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2$$

❖ La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

a. La vérification de la contrainte de cisaillement : **BAEL91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

D'après les résultats de logiciel **ROBOT** $T_{\max} = 135,96 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b \times d = 135,96 \times 10 / 30 \times 37 = 1,22 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

Diamètre minimale BAEL 91 (art A.7.2,2) :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h/35 ; b_0/10) = \min (14 \text{ mm} ; 11,43 \text{ mm} ; 30 \text{ mm}).$$

On prend : T6 (HA. FeE400MPa)

- **Espacement d'après le BAEL 91 (art A.5.1, 22)**

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d, 40 \text{ cm}) = \min (33,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max [\tau_u / 2, 0,4 \text{ MPa}] \Rightarrow A_t \geq 0,40 \times 30 \times 33,3 / 400 = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4T6 = \mathbf{1,13 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement par le RPA 99 (art 7.5.2, 2)**

$$S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm} . \text{Donc on adopte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure : $A_t = 6T14 = 9.24\text{cm}^2$

Calcul de σ_b :

En travée : D'après les résultats de logiciel **ROBOT** $M_{ser} = 24.99\text{KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 138.6.y - 10256.4 = 0$

La résolution de cette équation on a trouvé : $y = 16.32\text{cm}$

Moment d'inertie :

$I = b.y^3 / 3 + 15.A_s.(d - y)^2 = 30 \times (16.32)^3 / 3 + 15 \times 9.24 \times (37 - 16.32)^2 = 102741.088\text{cm}^4$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{badm} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y / I = 24.99 \times 10^{-3} \times 16.32 \times 10^{-2} / 102741.088 \times 10^{-8} = 3.96 \leq \sigma_{adm} = 15\text{MPa} \dots\text{CV}$

✓ **La vérification de la flèche BAEL91 (B.6.5.1)**

$M_0 = (G+Q) L^2 / 8 = (27.19 + 5.33) \times 4.33^2 / 8 = 72.21\text{KN.m}$

En travée : $A_s = 6\text{HA}114 = 9.24\text{cm}^2$

$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0.45/4.33 \geq 0.0625 \Rightarrow 0.104 \geq 0.0625 \dots\dots\dots\text{CV}$

$h / L \geq M_{t_{ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0.45/4.33 \geq 24.99/10 \times 72.21 \Rightarrow 0.104 \geq 0.0346 \dots\dots\dots\text{CV}$

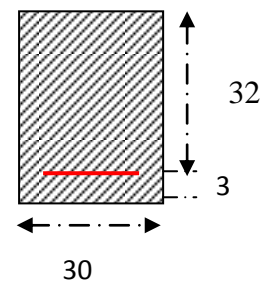
$A_s / b \times d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 6.79/30 \times 42 \leq 4.2/400 \Rightarrow 0.0053 \leq 0.0105 \dots\dots\dots\text{CV}$

Donc le calcul de la flèche est inutile

VI.2.2. Poutres secondaires (30 ; 35) :

➤ On prend comme un exemple de calcul la poutre la plus sollicitée

Calcul des armatures longitudinal



- **En travée** : Combinaison utilisée : **1,35G+1,5Q**

D'après les résultats de logiciel **ROBOT** $M_u = 25.64 \text{ KN.m}$

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	35	Cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	32	Cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	Cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1,35G+1,5Q	$M_u =$	25.64	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 25.64 \times 10^3 / (30 \times 32^2 \times 14.2) = 0.058$$

$$\mu = 0.058 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0.074 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.075$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.075) = 0.97$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25.64 \times 10^3}{0.97 \times 32 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0.5\% \times (35 \times 30) = 5.25 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité : BAEL91 (Art A.4.2)**

$$A_{\text{CNF}} = 0.23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1 / 400 = 1.16 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale $A = \max(A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max(2.37 ; 1.16 ; 5.25) = 5.25 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5 \text{ HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

- En appuis :

Nappe supérieure : Combinaison utilisée : $G+Q \pm E$ $M_u = 34.42 \text{ KN.m}$

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	30	Cm
	Hauteur de la section	h =	35	Cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	32	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : $G+Q \pm E$	$M_u =$	34.42	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

- Calcul des moments réduits :

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 34.42 \times 10^3 / (30 \times 32^2 \times 18,48) = 0,061$$

$$\mu = 0,061 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,061 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,078$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,078) = 0,968$$

- ❖ Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.42 \times 10^3}{0,968 \times 32 \times 400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (35 \times 30) = 5,25 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité : **BAEL91 (Art A.4.2)**

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1 / 400 = 1,16 \text{ cm}^2$$

La section d'armature finale $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{RPA}})$

$$A_s = \max (2,78 ; 1,16 ; 5,25) = 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : ETUDE DES PORTIQUES

Nappe inférieure : Combinaison utilisée : $0.8G \pm E$. $M_u = 30.45 \text{ KN.m}$

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	30	cm
	Hauteur de la section	h =	35	cm
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	32	cm
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	3	cm
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	non préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : $0.8G \pm E$.	$M_u =$	30.45	KN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0,392	

• **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 30.45 \times 10^3 / (30 \times 32^2 \times 18,48) = 0.0536$$

$$\mu = 0,0536 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés (A' = 0 cm}^2\text{)}$$

D'après le BAEL91/modifié 99 page 460 (tableau 5) :

$$\mu = 0,0536 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0536}) = 0,0689$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0,0689) = 0,972$$

❖ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.42 \times 10^3}{0,972 \times 32 \times 400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

✓ **La vérification du ferrailage des poutres transversales :**

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times (35 \times 30) = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section maximale (RPA) : } A_{\max} = 4\% b \times h = 4\% \times (35 \times 30) = 42 \text{ cm}^2$$

On a : La section d'armature sur appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A'_s = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \\ A_s = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow 5,65 + 5,65 = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$D'où : 11,3 \text{ cm}^2 < 42,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité :** *BAEL91 (art A.4.2)*

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1 / 400 = 1,159 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

- **La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :**

a. La vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

$T_{\max} = 60,96 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b \times d = 60,96 \times 10 / 30 \times 32 = 0,635 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

Diamètre minimale : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1 ; h/35 ; b_0/10) = \min (12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm}).$$

On prend : T6 (HA. FeE400MPa)

- **Espacement d'après le BAEL 91 (art A.5.1, 22)**

$$S_{t1} \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = \min (28,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max [\tau_u / 2, 0,4 \text{ MPa}] \Rightarrow A_t \geq 0,40 \times 30 \times 28,8 / 400 = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$

Espacement par le RPA (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq h / 2 = 35 / 2 = 17,2 \text{ cm} ; \text{Donc on adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

La contrainte de compression du béton :

Nappe inférieure : $A_t = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Calcul de σ_b :

En travée : $M_{\text{ser}} = 10,37 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow 30 \cdot y^2 + 84,75 \cdot y - 5424 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 12,14 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 30 \times (12,14)^3 / 3 + 15 \times 5,65 \times (32 - 12,14)^2 = 9306,96 \text{ cm}^4$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{badm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y/I = 15,0551 \times 10^{-3} \times 12,14 \times 10^{-2} / 9306,96 \times 10^{-8} = 7,104 \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

✓ **La vérification de la flèche BAEL91 (B.6.5.1)**

$$M_0 = (G+Q) L^2 / 8 = ((25.12+4) \times 4^2) / 8 = 58.24 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,35 / 4 \geq 0,0625 \Rightarrow 0,087 \geq 0,0625 \dots CV$$

$$h / L \geq M_{t_{ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,35 / 4 \geq 10.37 / 10 \times 58.24 \Rightarrow 0.087 \geq 0,02 \dots CV$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 5,65 / 30 \times 32 \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \dots CV$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

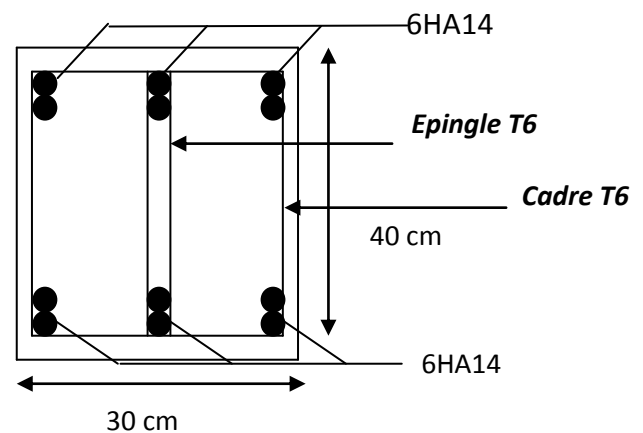
VI.2.3. Schéma des ferrillages des poutres:

Poutres transversales: (30×40) cm²

En travée : **6HA14=9,24cm²**

Sur appui : - nappe supérieure : **6HA14=9,24cm²**

-nappe inférieure : **6HA14=9,24cm²**



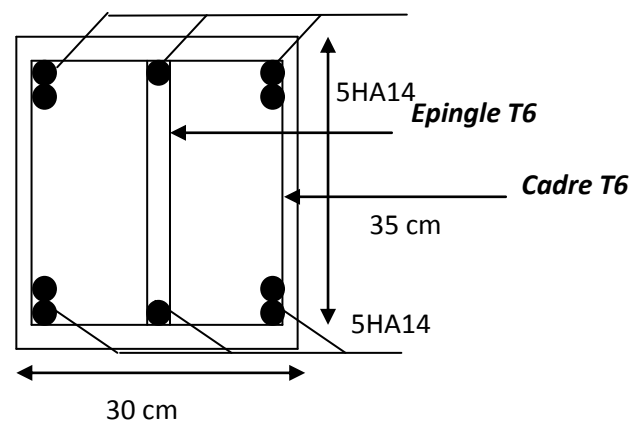
En Travée et En appuis

Poutres longitudinales (30×35) cm²

En travée: **5H14=7,70 cm²**

Sur Appui: -Nappe supérieure: **5H14 =7,70 cm²**

Nappe inférieure: **5H14=7.70 cm²**



VI.3.Ferrillage des poteaux :

VI.3.1.Introduction :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, donc le calcul se fait à la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, et les prescriptions du RPA.

- Le calcul se fait par : **G+Q±1.2E**
- vérification se fait sous : **0.8G±E**

Le Tableau: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

V I.2. Tableaux des sollicitations des poteaux:

Section (cm ²)	Combinaison Fondamentale		Combinaison accidentelle				
	1 ^{er} cas 1,35G + 1,5 P		2 ^{ème} cas G + P±1, 2E		3 ^{ème} cas 0,8G±E		
	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.m)	M_{max} (kN)	N_{corr} (kN.m)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.m)	V_{max} (kN)
(65x65)	1361,13	-3,5	90,99	1448,49	-528,35	-66,25	86,97
(60x60)	1213,76	36,94	33,57	1195,49	-375,38	-29,21	-43,63
(55x55)	1213,76	36,94	33,57	1195,49	-375,38	-29,21	-43,63
(50x50)	783,02	28,50	43,07	-598,10	-137,29	-30,51	30,18
(40x40)	503,96	27,91	37,08	383,27	-53,67-	25,67	35,48
(30X30)	230,08	19,81	23,43	173,53	-21,16	-18,39	-31,82
(D65)	631,62	9,25	29,44	553,88	-29,46	-20,42	-15,21
(D60)	565,61	10,95	18,75	499,63	-30,90	-11,34	-7,61
(D55)	499,99	11,43	22,25	443,84	-28,42	-15,37	-7,95
(D50)	370,57	11,98	11,98	327,65	-15,86	-17,56	-8,55
(D40)	243,12	10,29	17,32	209,66	-1,12	-13,31	-12,05
(D30)	116,30	5,98	8,78	96,11	6,82	-6,59	-6,05

V I.3. Ferrailage de poteau: S = 65×65 cm² : Exemple de calcul

V I.3.1 Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (65x65) en adoptant les sollicitations à l'ELUR.

✓ 1^{er} cas :

Combinaison fondamentale \Rightarrow 1,35G + 1,5Q

D'après les résultats de logiciel **ROBOT**

$$\begin{cases} N_{\max} = 1361,13 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = -3,5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \quad h = 0,65 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,585 \text{ m} \quad d' = 0,1h = 0,065 \text{ m} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 14,17$$

- **l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{-3,5}{1361,13} = 2,57 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,257 \text{ cm}$$

$$e_a = e_G + \frac{h}{2} - d' \quad \Longrightarrow \quad e_a = 2,57 \times 10^{-3} + \frac{0,65}{2} - 0,065 = 0,262 \text{ m}$$

- **Moment fictive M_A**

$$M_A = N \times e_a = 1361,13 \times 0,262 = 356,61 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 \sigma_{bc}$$

$$(1361,13 (0,585 - 0,065) - 356,61) \times 10^{-3} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,065}{0,585}\right) 0,65 \times 0,585^2 \times 14,17$$

$$0,351 \leq 0,778 \text{ Section partiellement comprimée.}$$

- **Moment réduits**

$$\mu = \frac{M_u}{b x \sigma_{bc} d^2} = \frac{10^{-3} \times 356,61}{0,65 \times 14,17 \times 0,585^2} = 0,0661$$

$$\mu = 0,0661 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$\alpha = 0,0855 \quad ; \quad Z = 0,564$$

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

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left(\frac{0,35661}{0,564} - 1,36113 \right) = -2,0943 \times 10^{-3} = -20,093 \text{ cm}^2 < 0$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003.

- **Armature minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b.h) \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times 65 \times 65 = 21,125 \text{ cm}^2$$

- **Armature maximales :**

• Zone courante

$$A_{\max} = 4\% (b.h)$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 65 \times 65 = 169 \text{ cm}^2$$

- Zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 253,5 \text{ cm}^2$$

- selon BAEL91 :

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2 \text{ de } (b + h) ; 0,2\% \cdot b \cdot h) = \max(4 ; 8,45) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = 8,45 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures finales:**

$$A_s = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}).$$

$$A_s = \max (0; 21,125; 8,45) = 21,125 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 21,125 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (65×65) cm² du sous sol, RDC :

$$\text{Choix : } 8\text{HA}20 \Rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

✓ **2^{ème} cas :**

Combinaison fondamentale $\Rightarrow G + Q \mp 1,2E$

D'après les résultats de logiciel **ROBOT**

$$\begin{cases} N_{\max} = 1448,49 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 90,99 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \quad h = 0,65 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,585 \text{ m} \quad d' = 0,1h = 0,065 \text{ m} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 18,48$$

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{90,99}{1448,49} = 0,0628 \text{ m} = 6,281 \text{ cm}$$

$$e_a = e_G + \frac{h}{2} - d' \quad \Longrightarrow \quad e_a = 0,0628 + \frac{0,65}{2} - 0,065 = 0,322 \text{ m}$$

• **Moment fictive M_A**

$$M_A = N \times e_a = 1448,49 \times 0,322 = 466,413 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}\right) b d^2 \sigma_{bc}$$

$$(1448,49 (0,585 - 0,065) - 466,413) \cdot 10^{-3} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,065}{0,585}\right) 0,65 \cdot 0,585^2 \cdot 18,48$$

$$0,286 \leq 1,015 \text{ Section partiellement comprimé.}$$

• **Moment réduits**

$$\mu = \frac{M_A}{b \times \sigma_{bc} \times d^2} = \frac{10^{-3} \times 466,413}{0,65 \times 18,48 \times 0,585^2} = 0,113$$

$$\mu = 0,113 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$\alpha = 0,150 \quad ; \quad Z = 0,549$$

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

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left(\frac{0,466413}{0,549} - 1,44849 \right) = -1,497 \cdot 10^{-3} = -14,973 \text{ cm}^2 < 0$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003.

• 3^{eme} cas :

Accidentelle $\Rightarrow 0,8G \pm E$

D'après les résultats de logiciel **ROBOT**

$$\begin{cases} N_{min} = -528,35 \text{ kN} \\ M_{corr} = -66,25 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \quad h = 0,65 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,585 \text{ m} \quad d' = 0,1h = 0,065 \text{ m} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 18,48$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{-66,25}{-528,35} = 0,125 \text{ m} = 12,50 \text{ cm}$$

$$e_a = e_G + \frac{h}{2} - d' \quad \Longrightarrow \quad e_a = 0,125 + \frac{0,65}{2} - 0,065 = 0,385 \text{ m}$$

Moment fictive M_A

$$M_A = N \times e_a = -528,35 \times 0,385 = -203,414 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d} \right) b d^2 \sigma_{bc}$$

$$(-528,35 (0,585 - 0,065) - (-203,414)) \cdot 10^{-3} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{0,065}{0,585} \right) 0,65 \cdot 0,585^2 \cdot 18,48$$

- 0,0713 \leq 1,015 Section partiellement comprimée.

Moment réduits

$$\mu = \frac{M_A}{b x \sigma_{bc} x d^2} = \frac{10^{-3} \times 203,414}{0,65 \times 18,48 \times 0,585^2} = 0,0494$$

$$\mu = 0,0494 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ Armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$\alpha = 0,0634 \quad ; \quad Z = 0,57$$

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

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left(\frac{-10^{-3} \times 203,414}{0,57} - (-0,52835) \right) = 4,287 \text{ cm}^2$$

V .II.3.2 Tableau. Ferrailages

A.Combinaison 1,35G+1,5Q :

Tableau. V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} . M_{max})

Etage	b.h cm ²	N_{max}	M_{max}	Amin (cm ²)	Amax (Zone courante) (cm ²)	Amax (zone de recouvrement) (cm ²)	A calculé (cm ²)	choix
S- Sol+RDC	(65x65)	1361,13	-3,5	21,125	169	253,5	- 20,093	8HA20 =25.13cm
1	(60x60)	1213,76	36,94	18	144	216	-16,08	2HA16+6HA20=22.87cm
2+3	(55x55)	1213,76	36,94	15.125	121	181 ?5	- 15,556	2HA14+6HA16=15.14cm
4+5	(50x50)	783,02	28,50	12.5	100	150	-9,811	2HA14+6HA16=15.14cm ²
7+6	(40x40)	503,96	27,91	8	64	96	-5,491	2HA12+6HA14=11.50cm ²
8+9	(30X30)	230,08	19,81	4.5	36	54	-5,125	2HA12+6HA14=11.50cm ²
S- Sol+RDC	(D65)	631,62	9,25	25,125	169	253,5	10,287	8HA20 =25.13cm
1	(D60)	565,61	10,95	20	144	216	5,746	8HA20 =25.13cm
2+3	(D55)	499,99	11,43	15.125	121	181 ?5	3,598	8HA16 =16.08cm
4+5	(D50)	370,57	11,98	12.5	100	150	0,155	8HA16 =16.08cm ²
7+6	(D40)	243,12	10,29	10	64	96	2,54	8HA14=12.32cm ²
8+9	(D30)	116,30	5,98	6.5	36	54	-1,467	8HA12=9.05cm ²²

B. Combinaison $G+Q \pm 1, 2E$:

Tableau. V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{max}M_{corr}$)

Etage	b.h cm ²	N_{max}	M_{CORR}	Amin (cm ²)	Amax (Zone courante) (cm ²)	Amax (zone de recouvrement) (cm ²)	A calculé (cm ²)	choix
S- Sol+RDC	(65x65)	1448,49	90,99	21,125	169	253,5	-14,973	8HA20 =25.13cm
1	(60x60)	1195,49	33,57	18	144	216	-14,212	2HA16+6HA20=22.87cm
2+3	(55x55)	1195,49	33,57	15.125	121	181 ?5	-13,878	2HA14+6HA16=15.14cm
4+5	(50x50)	-598,10	43,07	12.5	100	150	-13,427	2HA14+6HA16=15.14cm ²
7+6	(40x40)	383,27	37,08	8	64	96	-2,358	2HA12+6HA14=11.50cm ²
8+9	(30X30)	173,53	23,43	4.5	36	54	0,017	2HA12+6HA14=11.50cm ²
S- Sol+RDC	(D65)	29,44	553,88	25,125	169	253,5	10,287	8HA20 =25.13cm
1	(D60)	18,75	499,63	20	144	216	5,746	8HA20 =25.13cm
2+3	(D55)	22,25	443,84	15.125	121	181 ?5	3,598	8HA16 =16.08cm
4+5	(D50)	11,98	327,65	12.5	100	150	0,155	8HA16 =16.08cm ²
7+6	(D40)	17,32	209,66	10	64	96	2,54	8HA14=12.32cm ²
8+9	(D30)	8,78	96,11	6.5	36	54	-1,467	8HA12=9.05cm ²²

C. Combinaison $G \pm E$:

Tableau. V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{min} . M_{max})

Etage	b.h cm ²	N_{max}	M_{max}	A_{min} (cm ²)	A_{max} (Zone courante) (cm ²)	A_{max} (zone de recouvre ment) (cm ²)	A calculé (cm ²)	choix
S- Sol+RDC	(65x65)	-528,35	-66,25	21,125	169	253,5	4,287	8HA20 =25.13cm
1	(60x60)	-375,38	-29,21	18	144	216	3,746	2HA16+6HA20=22.8 7cm
2+3	(55x55)	-375,38	-29,21	15.125	121	181.75	3,598	2HA14+6HA16=15.1 4cm
4+5	(50x50)	-137,29	-30,51	12.5	100	150	0,155	2HA14+6HA16=15.1 4cm ²
7+6	(40x40)	-53,67-	25,67	8	64	96	2,54	2HA12+6HA14=11.5 0cm ²
8+9	(30X30)	-21,16	-18,39	4.5	36	54	-1,467	2HA12+6HA14=11.5 0cm ²
S- Sol+RDC	(D65)	-29,46	-20,42	25,125	169	253,5	10,287	8HA20 =25.13cm
1	(D60)	-30,90	-11,34	20	144	216	5,746	8HA20 =25.13cm
2+3	(D55)	-28,42	-15,37	15.125	121	181.75	3,598	8HA16 =16.08cm
4+5	(D50)	-15,86	-17,56	12.5	100	150	0,155	8HA16 =16.08cm ²
7+6	(D40)	-1,12	-13,31	10	64	96	2,54	8HA14=12.32cm ²
8+9	(D30)	6,82	-6,59	6.5	36	54	-1,467	8HA12=9.05cm ²²

VI.4. Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 86,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{86,97 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,585} = 0,228 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,1 f_{c28}; 4) = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ad} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.5 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

* Selon BAEL91 modifié 99] :

$$A_t = \frac{T_{max} \cdot S_t \cdot \rho_a}{h_l \cdot f_e}$$

- T max : L' effort tranchant de calcul.
- h_l : la hauteur totale de la section brute.
- f_e : La contrainte limite élastique de l' acier d' armature transversale ; f_e=40 MPa.
- ρ : Coefficient connecteur ρ =2,5 si l' élancement géométrique λ_g ≥ 5
ρ =3,75 si l' élancement géométrique λ_g ≤ 5

$$\lambda_g: L' élancement géométrique du poteau \frac{l_f}{B} = \frac{0,7 \times 3}{0,65} = 3,230 \leq 5$$

donc ρ =3,75

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l' aide de la formule suivante :

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

- Φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\varphi_t \leq \min (1,85; 6,5; 1,2)$$

• Calcul de l'espacement

Zone nodale : (zone IIa)

$$S_t \leq \min (10 \phi_l; 15 \text{ cm}) \quad t \leq \min (12; 15 \text{ cm}) \quad t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : (zone IIa)

$$S_t \leq \min (15 \phi_l) \leq 18 \text{ cm} \quad t' = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{T_{max} \cdot S_t \cdot \rho_a}{h_l \cdot f_e} = \frac{86,97 \times 10^{-3} \times 0,1 \times 3,75}{0,65 \times 400} = 1,254 \times 10^{-4} = 1,254 \text{ cm}^2 \text{ Zone nodale.}$$

$$A_t = \frac{T_{max} \cdot S_t \cdot \rho_a}{h_l \cdot f_e} = \frac{86,97 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 3,75}{0,65 \times 400} = 1,881 \times 10^{-4} = 1,881 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$A_{min} = 0,3\% b \cdot S_t = 0,3\% \times 0,65 \times 0,1 = 2,925 \times 10^{-4} = 2,925 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures transversale adoptée pour les poteaux (65×65) cm² du sous sol,
RDC : Choix :4HA10 ⇒ A = 3,15 cm²

• Longueur de recouvrement

D' après le RPA99 V2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40 φ (zone IIa).

$$\Phi = 2 \text{ cm} \quad L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \quad L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \quad L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \quad L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \quad L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \quad L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \quad L_r = 50 \text{ cm}$$

VI.5.1 Tableau de Ferrailages

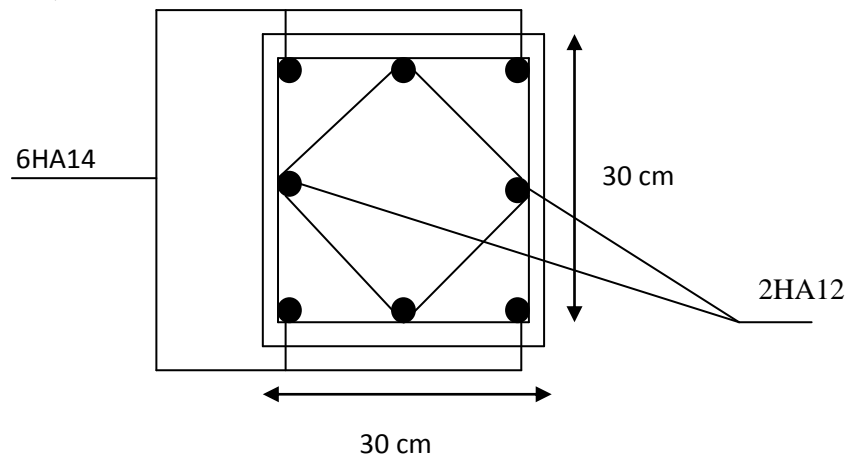
Etage	b.h cm ²	T _{max}	λ _g	ρ _a	S _t		A _t		A _{min}	choix
					N	N	N	N		
S-Sol+RDC	(65x65)	86,97	3	3,75	10	10	1,254	1,881	2,925	φ10
1	(60x60)	-43,63	3	3,75	10	10	-0,681	-1,022	2,7	φ10
2+3	(55x55)	-43,63	3	3,75	10	10	-0,743	-1,115	2,475	φ10
4+5	(50x50)	30,18	3	3,75	10	10	0,565	0,848	2,25	φ10
7+6	(40x40)	35,48	3	3,75	10	10	0,554	0,831	1,8	φ10
8+9	(30X30)	-31,82	3	3,75	10	10	-0,662	-0,994	1,35	φ10

V I.5.2 Schéma des ferrailages des poteaux:

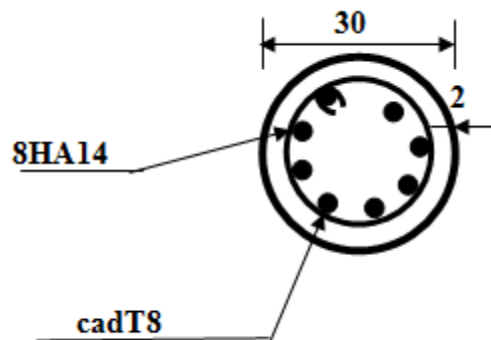
Ferrailages des poteaux :

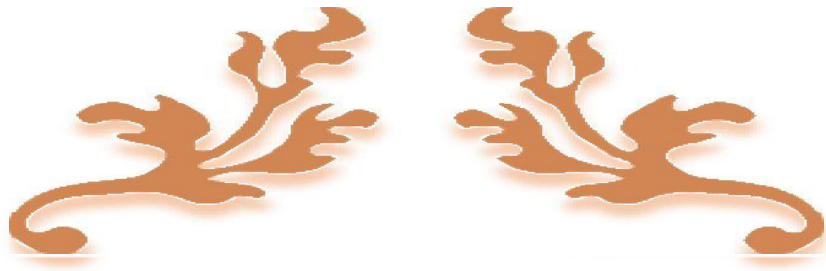
$$A_s = 2HA12 + 6HA14 = 11,50 \text{ cm}^2$$

- poteaux (30X30):



- poteaux (D30):





Chapitre: VII

ETUDE DES VOILS

VII.1.Introduction

Les voiles considerer comme un mur rideau, en béton armé dans le cas générale , sont soumises à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action d'un séisme, ou du vent, et le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VII.2. Voiles périphériques :

Ce voile doit avoir les caracteristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm.
- les armatures sont constituées de deux nappes.
- le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%dans les deux sens (horizontal et vertical).
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

D'après le chapitre II, on a l'épaisseur de voile périphérique est : $a=400/20= 20$ cm

Calcul la poussée des terres:

On sait que : $q = K_a \times \gamma \times h$

Avec :

- k_a : coefficient de poussée.
- γ : masse volumique des terres.
- h : hauteur du voile.
- φ : angle de frottement ($\varphi = 35^\circ$).

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,271.$$

Calcul des sollicitations :

- E.L.U.R :

$$q_u = 1,35 \times K_a \times \gamma \times h \times 1 = 1,35 \times 0,271 \times 18 \times 4 \times 1 = 2634,12 \text{ daN/ml}$$

- E.L.S :

$$q_s = K_a \times \gamma \times h \times 1 = 0,271 \times 18 \times 4 \times 1 = 1951,2 \text{ daN/ml}$$

Evaluation des moments :

On considère que le mur est une dalle pleine, de :

$$L_x = 4\text{m} \qquad L_y = 4.33\text{ m}$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow$ la plaque travaille suivant les deux directions.

A) E.L.U.R. :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

Dans le sens de petit portée $\rightarrow M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de grand portée $\rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$$\begin{cases} M_{0x} = 2060,94 \text{ daN.m} \\ M_{0y} = 1720,47 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Pour le calcul des armatures on prend en :

➤ En travée:

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 1751,80 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 1462,40 \text{ daN.m}$$

➤ En appui:

$$M_{ax} = -0,5.M_x = -1863,27 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -951,2 \text{ daN.m}$$

B) E.L.S. :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

Dans le sens de petit portée $\rightarrow M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$

Dans le sens de grand portée $\rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$$\begin{cases} M_{0x} = 1589,06 \text{ daN.m} \\ M_{0y} = 1398,21 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Pour le calcul des armatures on prend en :

➤ **En travée:**

$$M_{tx} = 0,85.M_x = 1350,701 daN.m$$

$$M_{ty} = 0,85.M_y = 1188,48 daN.m$$

➤ **En appui:**

$$M_{ax} = -0,5.M_x = -794,53 daN.m$$

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -694,605 daN.m$$

Calcul du ferrailage :

1. En travée :

Sens x :

a. **E.L.U :** $M_{tx} = 17518,0 \text{ N}\times\text{m}$

Choix du diamètre :

$$\varnothing \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \varnothing = 10 \text{ mm.}$$

$$d = 0,9 \times h \Rightarrow d = 18 \text{ cm}$$

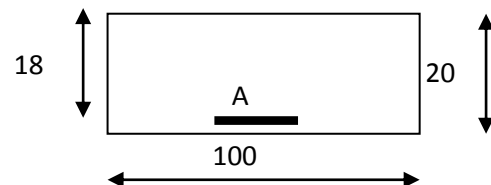
$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17518,0}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$A_{ux} = \frac{M_{tx}}{\beta.d_x \cdot \sigma_s} = \frac{17518,0}{0,98 \times 18 \times 348} = 2,854 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d_x \cdot \frac{f_{ij}}{f_e} \text{ Avec } f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature minimale:

$$\text{Sens } x : 1,6 \times (3 - \rho) / 2 = 1,6 \times (3 - 0,92) / 2 = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens } y : 0,0008 \times 25 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armatures finales :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}) = (2,17 ; 2,854) = 2,854 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Le choix: } A_{tx} = 5T10/m = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec } St = 20 \text{ cm}$$

$$\text{b. E.L.S : } M_{tx} = 13507,01 \text{ N}\times\text{m}$$

La contrainte de compression du béton pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont en acier de classe Fe E 400 si la condition suivante est vérifiée : Les règles du « B.A.E.L. 91 » indiquent qu'on peut se dispenser de vérifier les paramètres suivants:

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

α : correspond à μ calculé.

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

$$\gamma = 1751,80 / 1350,701 = 1,30$$

$$\mu = 0,038 \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,05 < 0,365 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \sigma_s \quad \text{---}$$

Donc : Les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues.

Sens y :

$$\text{a. E.L.U : } M_{ty} = 14624,0 \text{ N}\times\text{m}$$

Choix du diamètre :

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,032 \quad \alpha = 0,05 \quad \beta = 0,8$$

$$A_2 = 2,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\min.} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max. \{ 2,79 ; 2,17 \} \text{ cm}^2/\text{ml} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5T 10 / \text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b. E.L.S : $M_{ty} = 16661,4 \text{ N}\times\text{m}$

$$\gamma = 1617,04 / 1666,14 = 0,97$$

$$\mu = 0,039 \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$\alpha = 0,05 < 0,235 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s$ —

Donc : Les armatures calculées à l'E.L.U. sont conviennent

2. En appui :

Sens x :

a. E.L.U :

$$M_{ax} = -18632,7 \text{ N}\times\text{m}$$

$$\mu = 0,04 \quad \alpha = 0,052 \quad \beta = 0,979$$

$$A = 3,04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\min.} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T 10 /m $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$.

b. E.L.S : $M_{ax} = -15202,2 \text{ N}\times\text{m}$

$$\gamma = 1863,27 / 1520,22 = 1,23$$

$$\mu = 0,04 \Rightarrow \alpha = 0,052$$

$\alpha = 0,052 < 0,365 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s$ —

Donc : Les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues.

Sens-y :

a. E.L.U : $M_{ax} = -9512 \text{ N}\times\text{m}$

$$\mu = 0,023 < \mu_1 \quad \alpha = 0,029 \quad \beta = 0,988$$

$$A = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\min.} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5T 10 /ml $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

b. E.L.S : $M_{ay} = -9800,9 \text{ N}\times\text{m}$

$$\gamma = 951,2 / 980,09 = 0,97$$

$$\mu = 0,023 \Rightarrow \alpha = 0,029$$

$\alpha = 0,029 < 0,235 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s$ —

Donc : Les armatures calculées à l'E.L.U seront les armatures adoptées.

VII.3.Conclusion :

On adoptera :

- ✓ horizontalement deux nappes de 8T10 = 6,28 cm²/ml.
- ✓ Verticalement deux nappes de 8T10 = 6,28 cm²/ml.

Avec espacement égale à 25 cm.

L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. (R.P.A. 99 : Art.7.7.4.1).

Donc l'espacement égale à 15cm dans la section courante et 5cm dans la section d'about

$$T_x = \frac{4 \times (M_{xu \text{ appui}} + M_{xu \text{ travée}})}{l_x} = \frac{4 \times (31675,6 + 18632,7)}{4,5} = 44718,49 \text{ N.}$$

$$T_y = 4(16170,5 + 9512)/4,5 = 22828,9 \text{ N.}$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{b \times d} = (44718,49) / (100 \times 22,5 \times 100) = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_x = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa.}$$

Remarque:

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

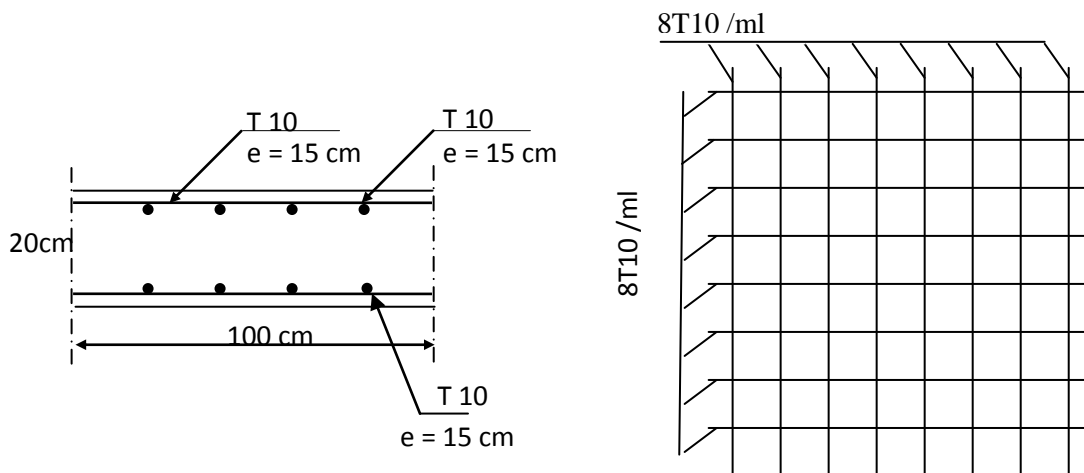


Fig.VII.1: Ferrailage des voiles périphériques dans les deux sens.

VII.4.Ferrailage des voiles sismique :

1-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés

contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

2-Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

3- Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal est déterminé selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- $G + Q + E$ selon RPA99/V2003
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99/V2003
- $G + Q + 1,2E$ selon RPA99/V2003

4- Prescriptions imposées par RPA99 :

Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Chapitre VII : ETUDE DE VOILES

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ

Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S_t = \min(1,5e ; 30\text{cm}) \quad (\text{Article 7.7.4.3 RPA, p80})$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

✓ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

he : la hauteur entre nus de plancher et le voile considéré.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Le pourcentage d'armature :

Selon **RPA99 version 2003**, le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.2 %, section verticale.
- 0.15 % globalement dans la section du voile, section horizontale et verticale.
- 0.10 % en zone courante, section verticale et horizontale.

Concernant les armatures transversales (de cerces), elles sont calculées d'après la formule suivante : $A_t = \frac{A}{2}$

D'après le **RPA99**, la section minimale d'armature : $A_{min} = 0.15\% b \cdot h$

D'après le **BAEL91**, la section minimale d'armature : $A_{min} = 0.5\% bh$

Tableaux (VII -1):les combinaisons

Combinaison	1,35G+1,5Q		G+Q+1,2E _Y		0,8G+E _x		T _{max}
	N _{max}	M _{cor}	M _{max}	N _{corp}	N _{min}	M _{corp}	160.82
	2247.83	103.9	105.30	949.88	1071.06	99.13	

• **Calcul des armatures des voiles:**

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande 1m de section (0,20m×1ml) pour tous les étages courants.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

➤ 1 cas

$$N_{\max} = 1926,78 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = -31,09 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots(\text{ELU}:1,35\text{G}+1,5\text{Q})$$

$$h = 0,20 \text{ m} , d = 0,12 \text{ m} , b = 1 \text{ ml}$$

$$d' = 3 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31,09}{1926,78} = 1,61 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression est l'intérieur de section entre}$$

les armatureur \Rightarrow il faut vérifier les condition :

$$a = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$b = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 31,09 + 1926,78 \times (0,03 - 10) = 117,97 \text{ KN.m}$$

$$a = 1926,78 \times (0,07 - 0,03) - 117,97 = 0,055 \text{ MN.m}$$

$$b = (0,337 \times 0,20 - 0,81 \times 0,03) \times 0,20 \times 1 \times 14,17 = 0,055 \text{ MN.m}$$

a=b Donc la section est entièrement comprimée.

$$A_1 = \frac{M_1 - \sigma_{bc} \times b \times h \times (d - 0,5h)}{\sigma_s (d - d')} = \frac{117,79 \times 10^3 - 14,17 \times 10^6 \times 0,20 \times 1 \times (0,07 - 0,5 \times 0,20)}{348 \times 10^6 (0,07 - 0,03)}$$

$$A_1 = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{M_1 - \sigma_{bc} \times b \times h \times}{\sigma_s} - A_1 = \frac{117,79 \times 10^3 - 14,17 \times 10^6 \times 0,20 \times 1}{348 \times 10^6} - 7,07 = -57,69 - 7,07$$

$$A_2 = -64,76$$

$$A = A_1 + A_2 = 7,07 - 64,77$$

$$A = -57,69 \text{ cm}^2$$

➤ 2cas

$$M_{\max} = 2461,4 \text{ kN.m} ; N_{\text{cor}} = 1265,07 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{ELA}:G+Q+1,2E_Y)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2461,4}{1265,07} = 194,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$e_a = \frac{h}{2} - d' = \frac{0,20}{2} - 0,03 = 0,07 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_a = 56,93 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 56,93 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{56,93 \times 10^{-7}}{18,47 \times 1 \times 0,07^2} = 0,214 > \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot B } \xi_{sl} = 0,0019$$

$$\alpha_1 = 0,647 \quad \mu_1 = 0,384 \quad \mu_1 \geq \mu \alpha = 0,305 ; \quad \beta = 0,878$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s d \beta} = \frac{56,93 \times 10^{-7}}{400 \times 0,07 \times 0,88} = 13,51 \text{ cm}^2$$

➤ 3 cas

$$N_{\min} = 50,73 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = 84,00 \text{ kN.m} \dots\dots\dots(\text{ELU}: 0,8 G + E_x)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{84}{50,73} = 1,66 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 1,66 - \left(\frac{0,2}{2} - 0,03\right) = 1,59 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_a = 50,53 \times 1,59$$

$$M_u = 80,24 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{80,24 \times 10^{-7}}{18,47 \times 1 \times 0,07^2} = 0,318 > \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot B } \xi_{sl} = 0,0019$$

$$\alpha_1 = 0,647 \quad \mu_1 = 0,384 \quad \mu_1 \geq \mu \alpha = 0,495 ; \quad \beta = 0,80$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s d \beta} = \frac{80,24 \times 10^{-7}}{400 \times 0,07 \times 0,80} = 21,99 \text{ cm}^2$$

Minimum de RPA99 version 2003:

✓ **Ferrailage vertical et horizontal :**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\max} = (A_{\text{cal}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}) = (21,99 ; 1,42 ; 3) = 21,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement exigé par le **R.P.A 99/V2003**:

$$St \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) ; St \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) ; St \leq \min(30 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm zone courant} ; St = 10 \text{ cm zone nodale}$$

Soit $S = 15 \text{ cm}$ pour les aciers horizontaux.

Le choix : « $A_{st} \Rightarrow 2 \times 8HA14$ » de section $12,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Vérification de ELS:

$$N_s = 1378,20 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 22,17 \text{ kN.m}$$

Il nous faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy}} \quad \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy}}$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A')$$

$$S = 100 \times 20 + 15 \times (21,99) \quad S=1829,85 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; V' = h - V$$

$$V = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15(21,99 \times 12)}{100 \times 15 + 15 \times (41,22)} \quad V=8,31 \text{ cm} \quad V'=6,69 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2 ;$$

$$I_{yy} = \frac{100}{3} (8,31^3 + 6,69^3) + 15 \times 21,99 \times (12 - 8,31)^2$$

$$I_{yy}=33600,42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{1378,20 \times 10^3}{1829,85 \times 10^2} + \frac{22,17 \times 8,31 \times 10^3}{33600,42} = 13,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{1378,20 \times 10}{1829,85 \times} - \frac{22,17 \times 6,69 \times 10^3}{33600,42} = 3,12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc1} < 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc2} < 15 \text{ MPa}$ condition verifier

• **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

c- à- d :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{adm} ; \tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$T_{u \max} = 631,54 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{631,54 \times 10^3}{150 \times 900} = 4,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = 0.2 \times f_c = 5 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

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

❖ **Calcul des armatures transversales:**

- Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [1]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{100}{35} ; 12 ; \frac{20}{10} \right) \Rightarrow \min(2,86 ; 14 ; 2) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 1,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

➤ Espacement des armatures transversales:

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12\phi_l\right) \quad S_t \leq \min(25; 16,8) = 16,8\text{cm} \quad \text{On prend : } S_t = 25\text{cm}$$

• Section minimale

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.s$ (0,25%)

$$A_t = 0,0025 \times 15 \times 25 = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Recouvrement des barres longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ dans la **zone IIa**.

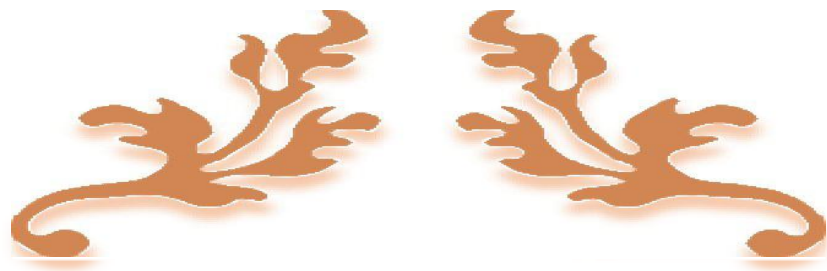
$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ cm} \quad L_r = 40 \times 14 = 60 \text{ cm}$$

Ancrage des armatures tendues:

• Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{tj} \Psi_s = 1,5 \text{ Barre à HA courantes } \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

• Longueur de scellement droit: $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm}$



Chapitre: VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc de déterminer les dimensions et connaître d'une part le poids total de l'ouvrage, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol le terrain à une contrainte admissible de 2,50 bar à un ancrage de 3,4 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts
- Éviter les tassements différentiels.

VIII.1. Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VIII.2. Calcul du radier

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

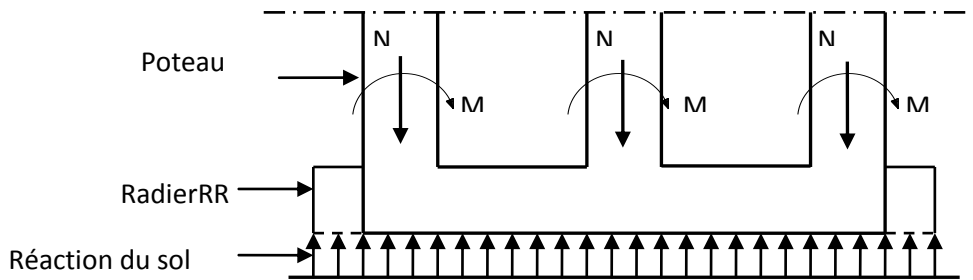


Fig.(XI-1) :Schéma du Radier

1. Pré dimensionnement du radier :

1.1. Combinaison d'actions

$$\text{E.L.U: } N_U = 40653,18 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 29260,30 \text{ KN}$$

1.2.Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 29260,30 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 117,04 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 396.08 \text{ m}^2$.

1.3. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande } 1\text{ m} ; L = 4,32 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 40653,18 / 396.08 = 102,63 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Par ml: } Q_u = 102,63.1\text{ml} = 102,63 \text{ KN/ml.}$$

$$V_u = 102,63 \times 4,32 / 2 = 221,68 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{221,68 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,14 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 4,32 \text{ m}$$

$$0,19 \leq d \leq 0,24 \text{ m}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm} ; d = 30 \text{ cm}$$

2.1.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \longrightarrow \quad 48 \text{ cm} \leq h \leq 72 \text{ cm}$$

On prend : $d=72 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm}$.

2.1.5. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [(0,35 \times 396,08) + (0,80 \times 0,45 \times 18,78)] = 361,35 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 361,35 + 29260,30 = 29621,65 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{29621,65}{396,08} = 74,78 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Inerties du radier :

$$I_{XG} = 3747.8820 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 1916.6102 \text{ m}^4$$

2.1.6. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3 / 12 = 0,012 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 5000 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,012}{500 \times 0,45}} = 2,87\text{m}$$

$$L_{\max} = 4,32\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 4,50\text{m} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

2.1.7. Evaluation des charges pour le calcul du radier

a. Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 168 - 0,875 = 167,125 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 167,125 \text{ KN/m}^2.$$

VIII.3. Ferrailage du radier

3.1. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

❖ **Les moments sont données par :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M_o \dots\dots\dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots\dots\dots \text{panneau intermédiaire.}$$

❖ **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,35M_o \dots\dots\dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots\dots\dots \text{appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

3.1.1. Exemple de calcul

$$\alpha = l_x / L_y = 3,20 / 3,85 = 0,85 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,0506 ; \mu_y = 0,6864.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0506 \times 167,125 \times (3,2)^2 = 86,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,6864 \times 86,59 = 59,43 \text{ KN.m}$$

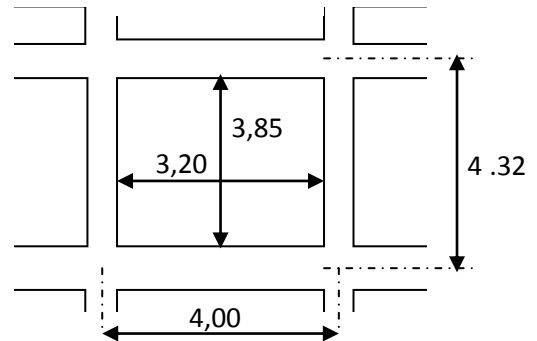


Fig.(XI-2) : Chéma de panneaux

En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 64,94 \text{ kN.m} \quad A' = 0$$

	Mt _{umax} (kN.m)	μ	α	β	A _S calcul (cm ²)
ELU	64,94	0,019	0,24	0,99	2.61

On adopte 5T12 A = 5,65 cm²/ml, S_t = 20 cm

Sens y :

$$M_{ty} = 73,60 \text{ KN.m} \quad A' = 0$$

	Mt _{umax} (kN.m)	μ	α	β	A _S calcul (cm ²)
ELU	73,60	0,022	0,059	0,976	2,97

On adopte 5T12 ... A = 5,65 cm²/ml, S_t = 20 cm

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 29,71 \text{ KN.m} \quad A' = 0$$

	$M_{t_{\text{umax}}}$ (kN.m)	μ	α	β	A_S calcul (cm^2)
ELU	29,71	0,089	0,011	0,99	1.19

On adopte 6T12A = 6,79 cm^2/ml , $S_t = 16,6 \text{ cm}$

Sens y:

$$M_{ay} = 39,73 \text{ KN.m} \quad A' = 0$$

	$M_{t_{\text{umax}}}$ (kN.m)	μ	α	β	A_S calcul (cm^2)
ELU	39,73	0,031	0,039	0,984	1,87

On adopte 5T12A = 5,65 cm^2/ml , $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

a. Espacement

- **Travée :**

- **Sens x-x**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$$

Nous optons $S_t = 16\text{cm}$

- **Sens y-y**

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 40\text{cm}$$

Nous optons $S_t = 16\text{cm}$

- **Appui :**

- **Sens (x-x et y-y)**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$$

Nous optons $S_t=16\text{cm}$

VII.4.Ferraillage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a. Sens longitudinal (y)

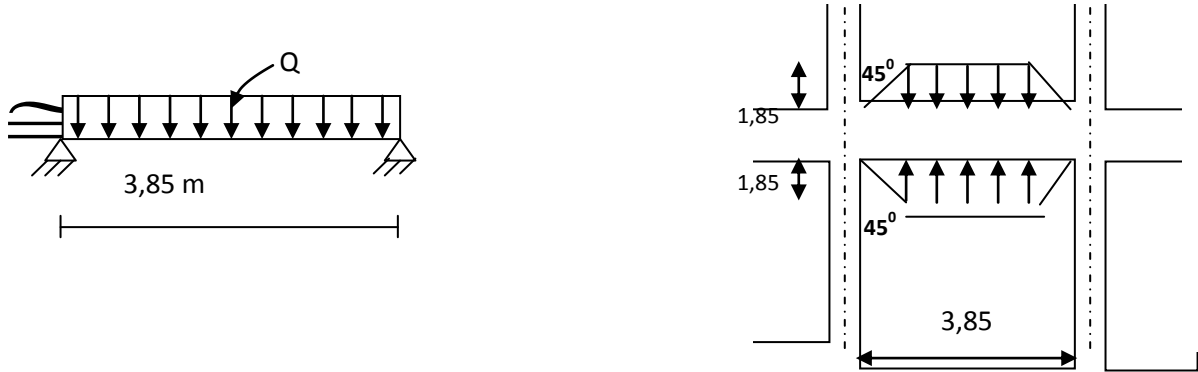


Fig. (XI.3) :Répartition des charges sur les poutres

Les lignes de rupture

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3,20\text{m}$

$Ly_1 = 4,85\text{m}$

$Lx_2 = 3,20\text{m}$

$Q = 167,125 \text{ KN/m}^2$

$$Q' = \frac{167,125}{2} \left[\left(1 - \frac{3,20^2}{3 \times 4,85^2} \right) .3,70 + \left(1 - \frac{3,20^2}{3 \times 4,85^2} \right) .3,20 \right] = 467,866 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{467,866 \times 4,80^2}{8} = 1347,465 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du ferrailage :**

• **En travée :**

$M_T = 0,75M_0 = 1010,6 \text{ kN.m}$, $b = 45 \text{ cm}$, $h = 80$, $d = 0,9h = 70 \text{ cm}$

μ	α	β	A_t	1 ^{ère} lit	2 ^{ème} lit	3 ^{ème} lit	A'
0,305	0,47	0,812	49,69	4T25	4T25	4T25	0

• **En appuis :**

Appuis intermédiaires:

$M_a = 0,5M_0 = 673,73 \text{ kN.m}$, $b = 45 \text{ cm}$, $h = 80$, $d = 0,9h = 70 \text{ cm}$

μ	α	β	A_t	Fil	chp	A_{cm^2}	A'
0,203	0,288	0,885	30,389	4T25	4T20	32,21	0

Appuis de rive:

$M_a = 0,2M_0 = 269,49 \text{ kN.m}$, $b = 45 \text{ cm}$, $h = 80$, $d = 0,9h = 72 \text{ cm}$

μ	α	β	A_t	Fil	chp	A_{cm^2}	A'
0,081	0,106	0,957	11,23	4T16	2T16	12,06	0

b. Sens transversal(x)

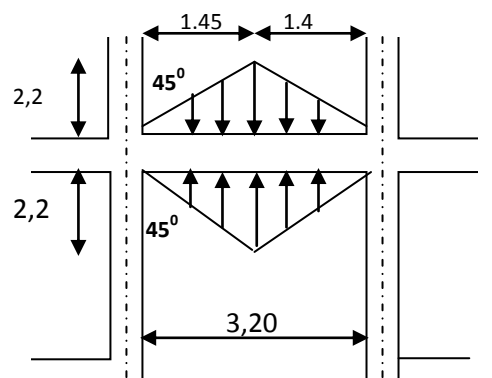
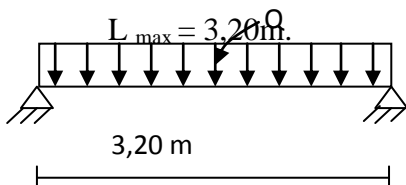


Fig.(XI.4): Répartition des charges sur les poutres

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 167,125 \text{ KN/m}^2$

$Lx_1 = 3,70 \text{ m}$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 167,125 \times 3,20 = 412,242 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = QL^2 / 8 = 705,45 \text{ kN.m}$$

❖ Calcul du ferrailage

En travée :

$M_T=0,75M_0=529,09\text{Kn.m}$, $b=45\text{cm}$, $h=80$, $d=0,9h=72\text{cm}$								
μ	α	β	A_t	1 ^{ère} lit	2 ^{ème} lit	3 ^{ème} lit	A	A'
0,16	0,219	0,912	23,15	5T20	4T20	4T16	35,19	0

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$M_a=0,5M_0=352,725\text{kN.m}$, $b=45\text{cm}$, $h=80$, $d=0,9h=72\text{cm}$							
μ	α	β	A_t	Fil	chp	A_{cm}^2	A'
0,106	0,141	0,943	14,92	4T20	4T20	25,13	0

Appuis de rive:

$M_a=0,2M_0=141,09\text{kN.m}$, $b=45\text{cm}$, $h=80$, $d=0,9h=72\text{cm}$							
μ	α	β	A_t	Fil	chp	A_{cm}^2	A'
0,042	0,054	0,978	5,756	4T16	4T16	12,06	0

c. Armature de peau

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure ou supérieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$,

on a : - $A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$

- $A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,80) = 7,5 \text{ cm}^2$

On adopte 4T 16 Fil ; $A = 8,04 \text{ cm}^2$.

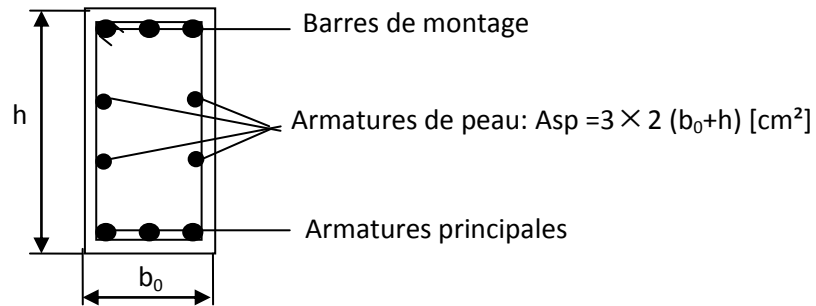


Fig. (VIII.5) : Répartition armatures dans les poutres

❖ **Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 309,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{287,60}{0,45 \times 0,72 \times 100} = 0,95 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Armatures transversales**

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,86; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
 on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20, 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{45 \cdot (0,95 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 80,61 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,44; 0,4 \text{ MPa}) = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 235}{45 \cdot 15} = 1,09 > 0,44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

d. calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.5m$ et d'épaisseur $h = 35cm$

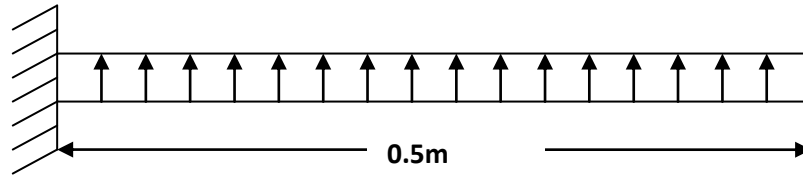


Fig.(XI-6) : schéma statique de débord

• **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = \frac{165464,1}{984,9} \cdot (0,5)^2 \cdot 1 = 42,00 \text{KN} / m \Rightarrow M_u = 21,00 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{120471,4}{984,9} \cdot (0,5)^2 \cdot 1 = 30,58 \text{KN} / m \Rightarrow M_{ser} = 15,29 \text{KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage :**

$M_a=21\text{kN.m}$, $b=50\text{cm}$, $h=35$, $d=0,9h=31,5\text{cm}$				
μ	α	β	A_t	A'
0,029	0,0379	0,985	1,945	0

• **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1,94}{4} \Rightarrow A_r = 0,49 \text{cm}^2$$

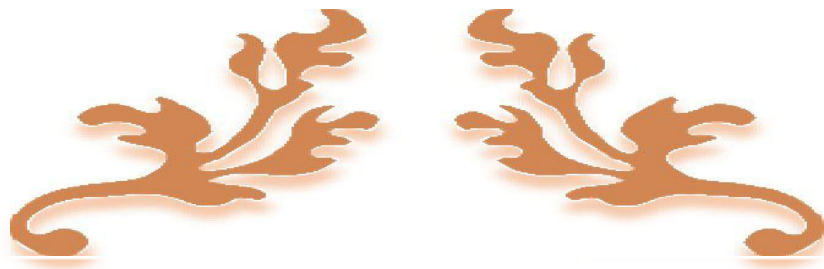
• **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,90 \text{cm}^2$$

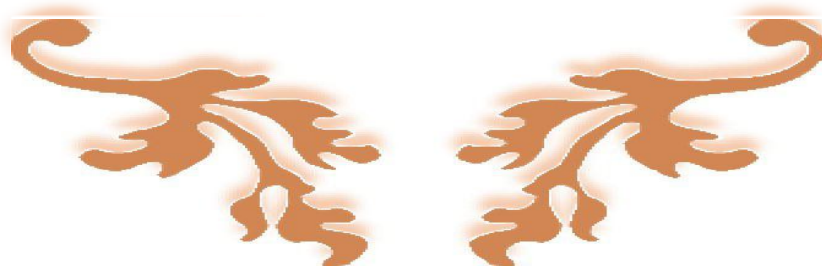
• **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : **4T10** $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.



Conclusion



CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calculs récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par les ordinateurs, ont influencé profondément les méthodes de calcul.

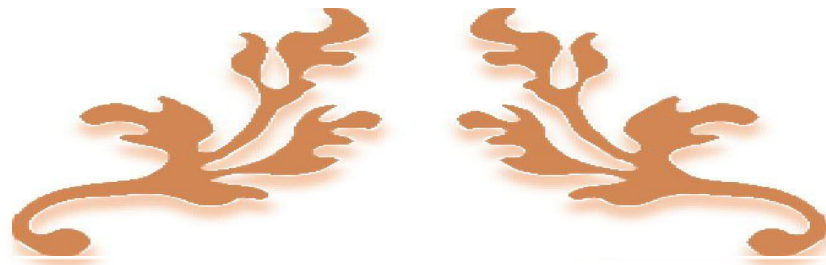
L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto-stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les systèmes mixtes en portique et voiles sont caractérisés à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

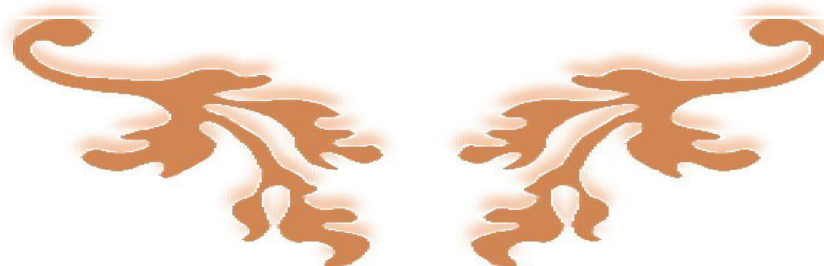
Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire,

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.



Référence



Règlements:

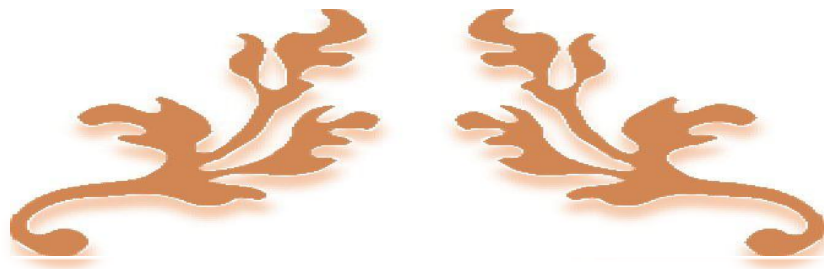
- **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003 [1]
- **DTR :Document technique réglementaire**[4]
- **BAEL91** : béton armé aux états limite. [5]
- **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé. [6]

Livres:

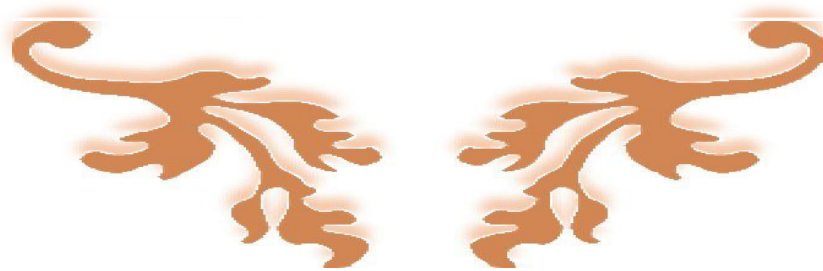
- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI).
- Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougine).
- Cours de béton armé IUP GCI OS Année 2004/05.
- Contreventement du bâtiment par de viol-armé chantier 1989

Cours:

- Cours en béton armé (3^{ème} Année licence).
- Travail de fin d'étude .
- Les mémoire



Annexes



ANNEXE1

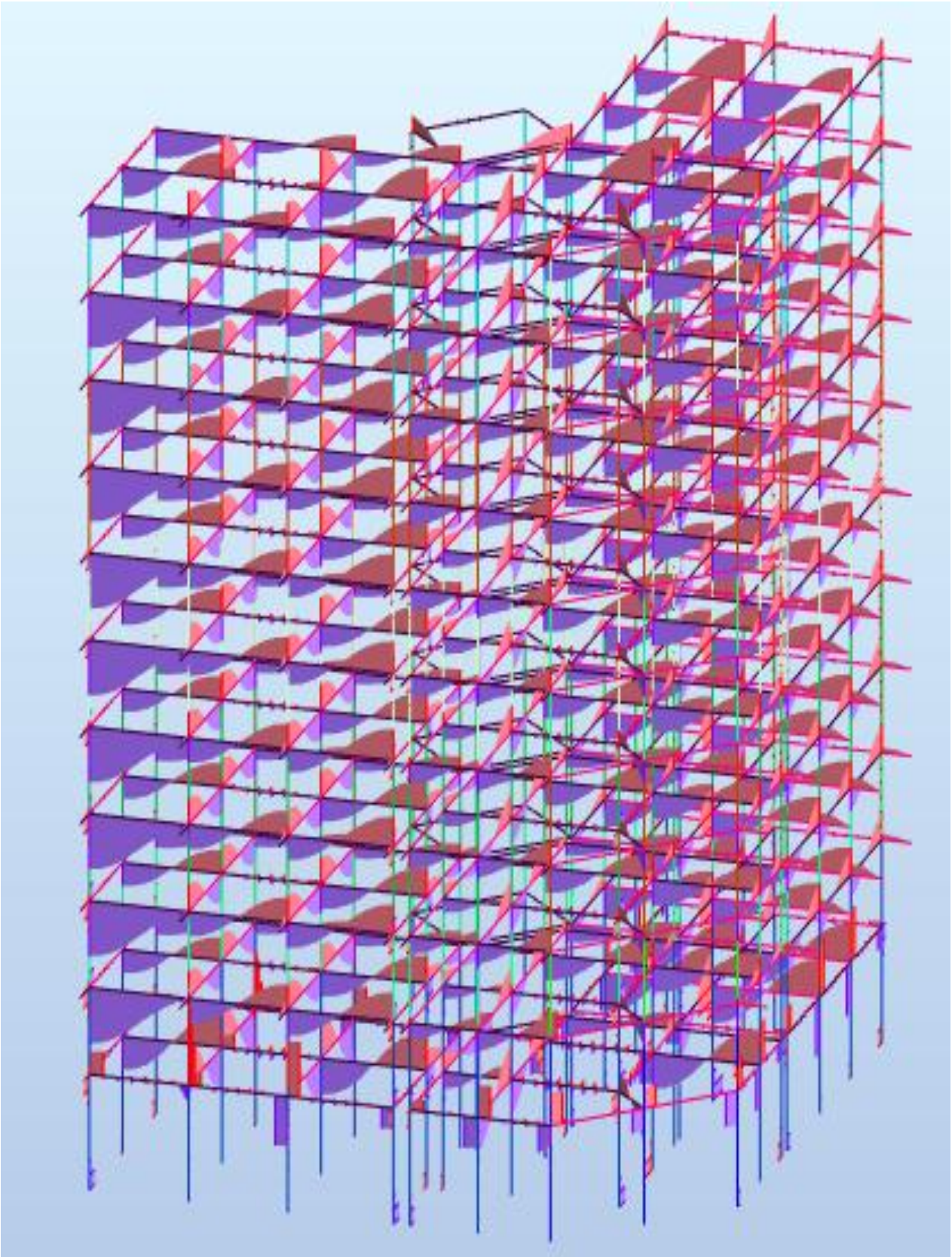


Diagramme des efforts tranchants

ANNEXE2

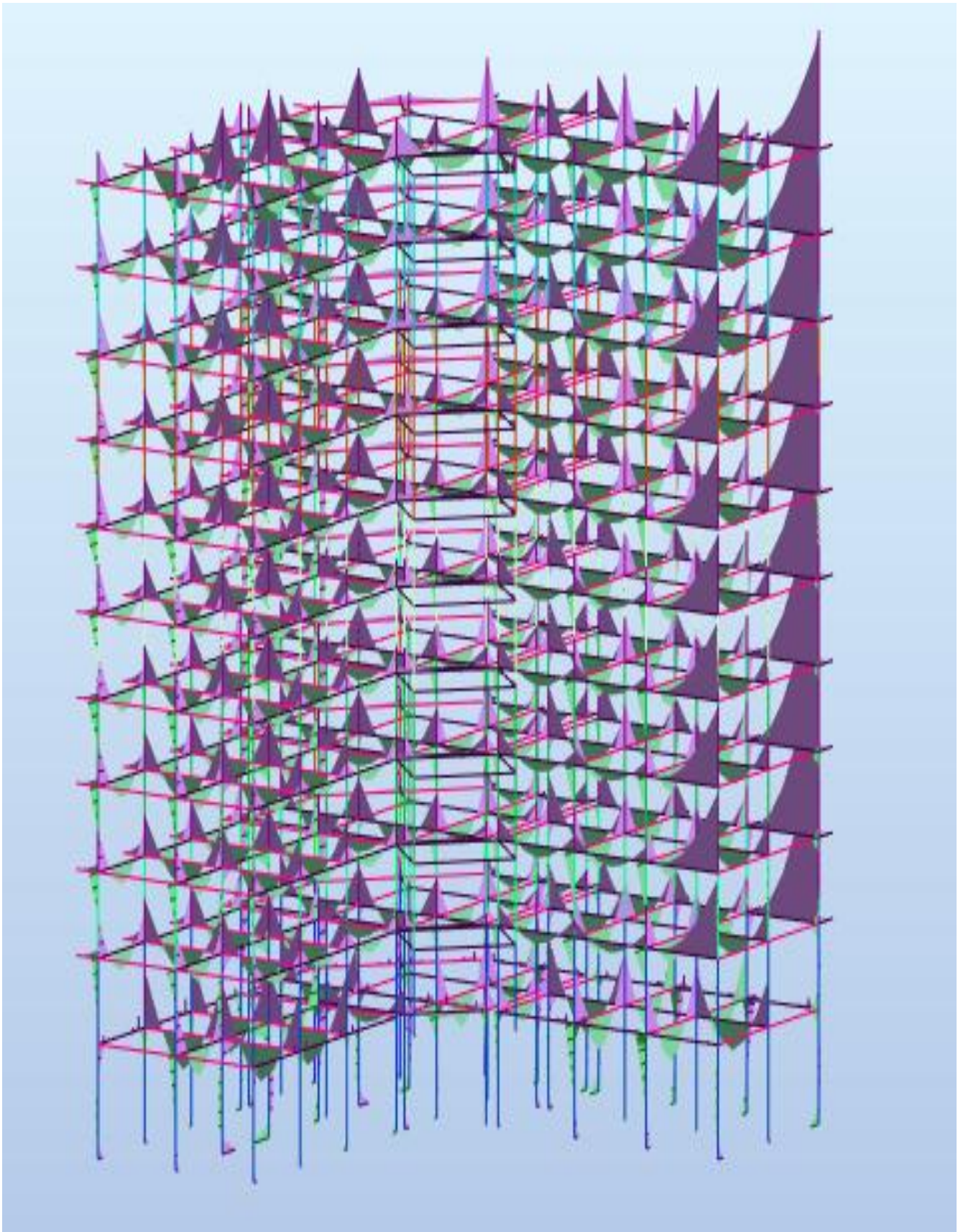
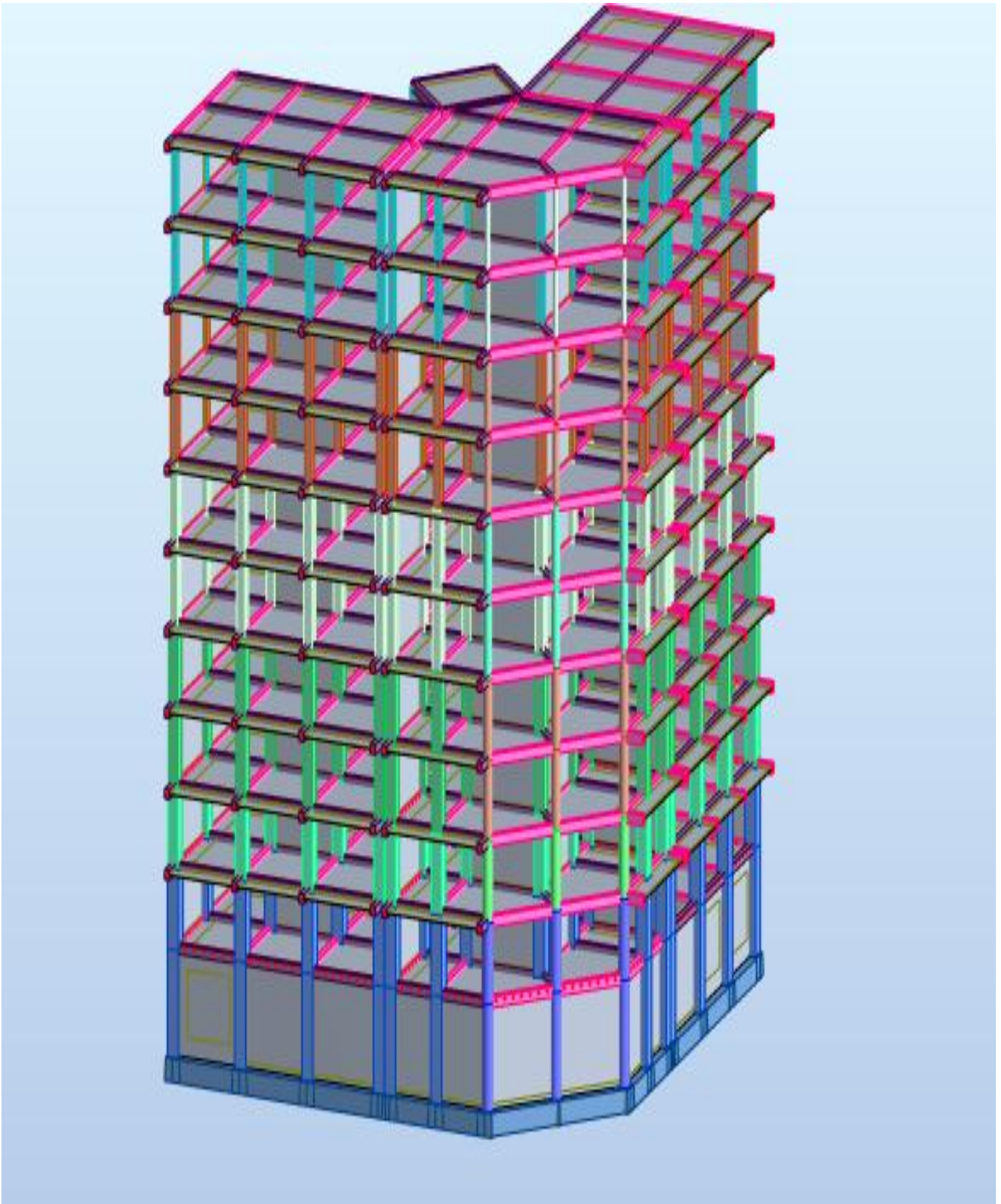


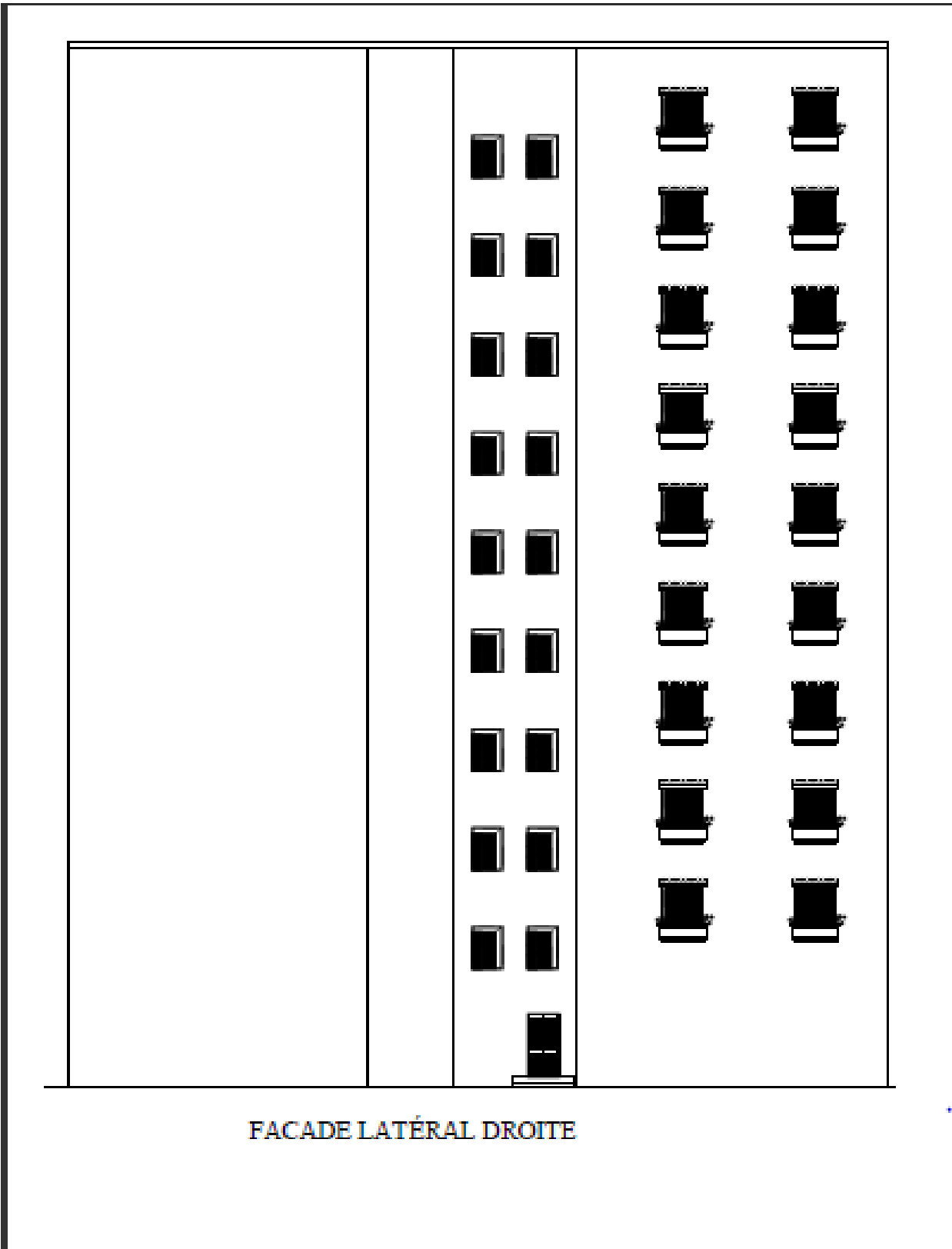
Diagramme des moments

ANNEXE3

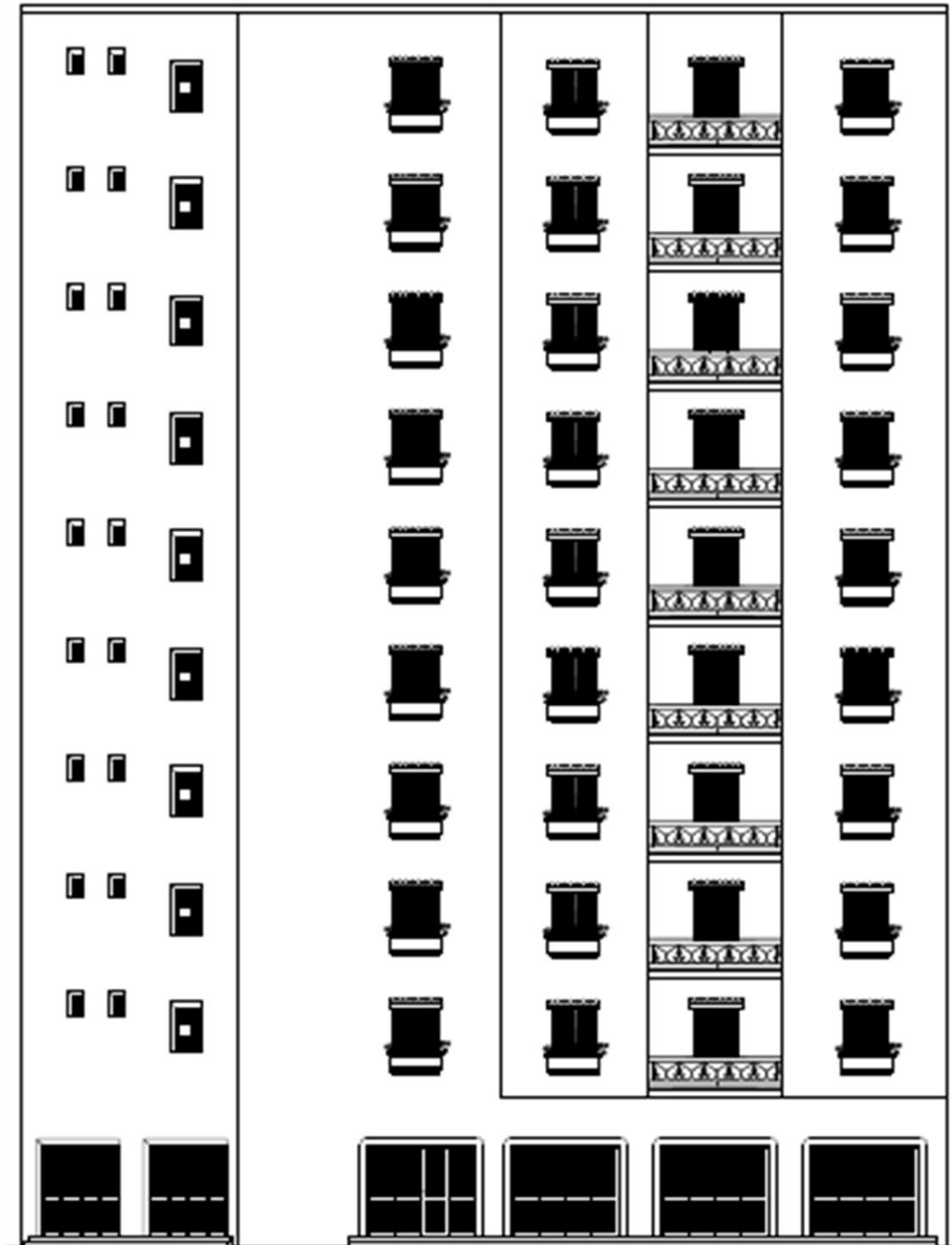


VUE 3D

ANNEXE4

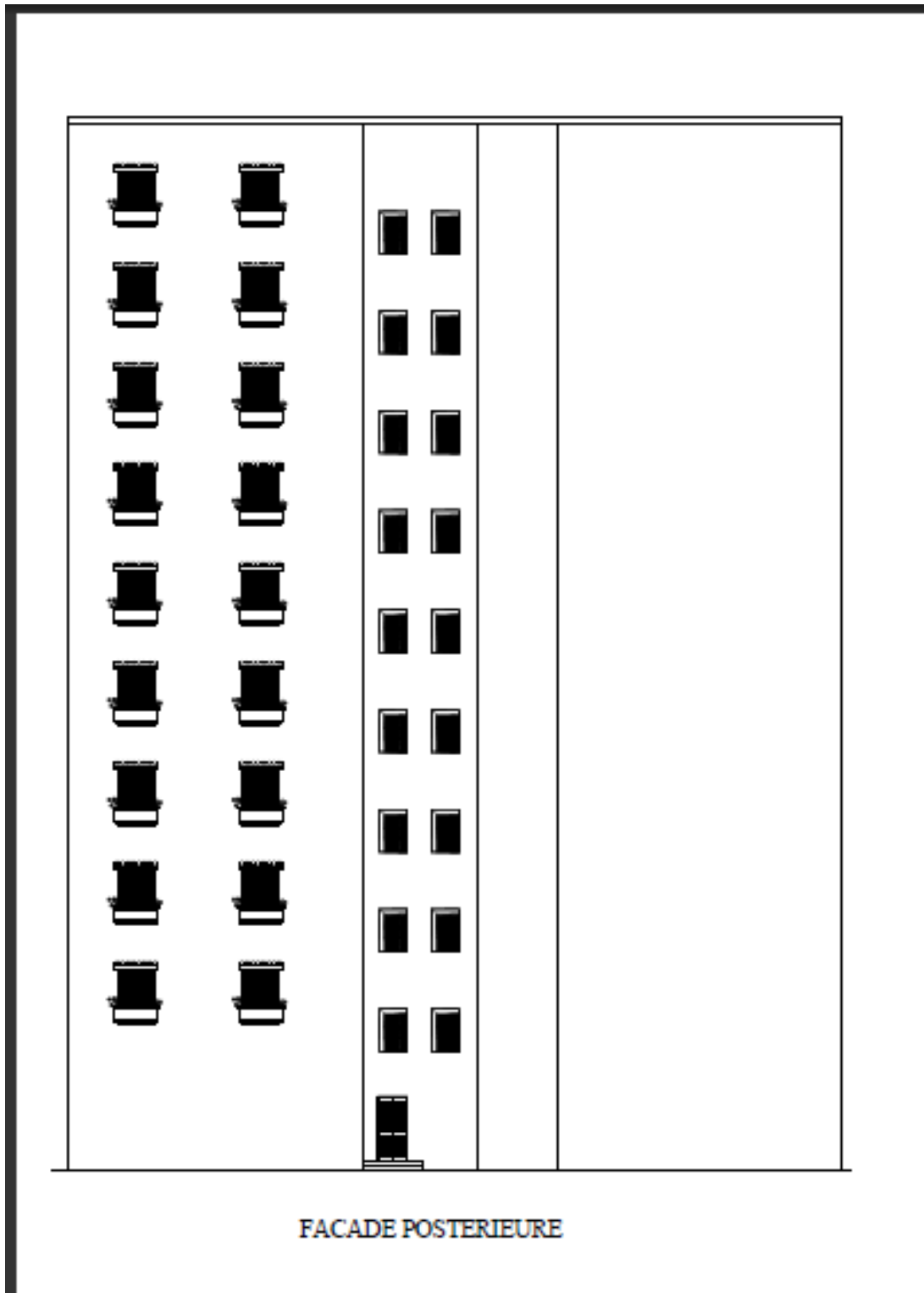


ANNEXE5

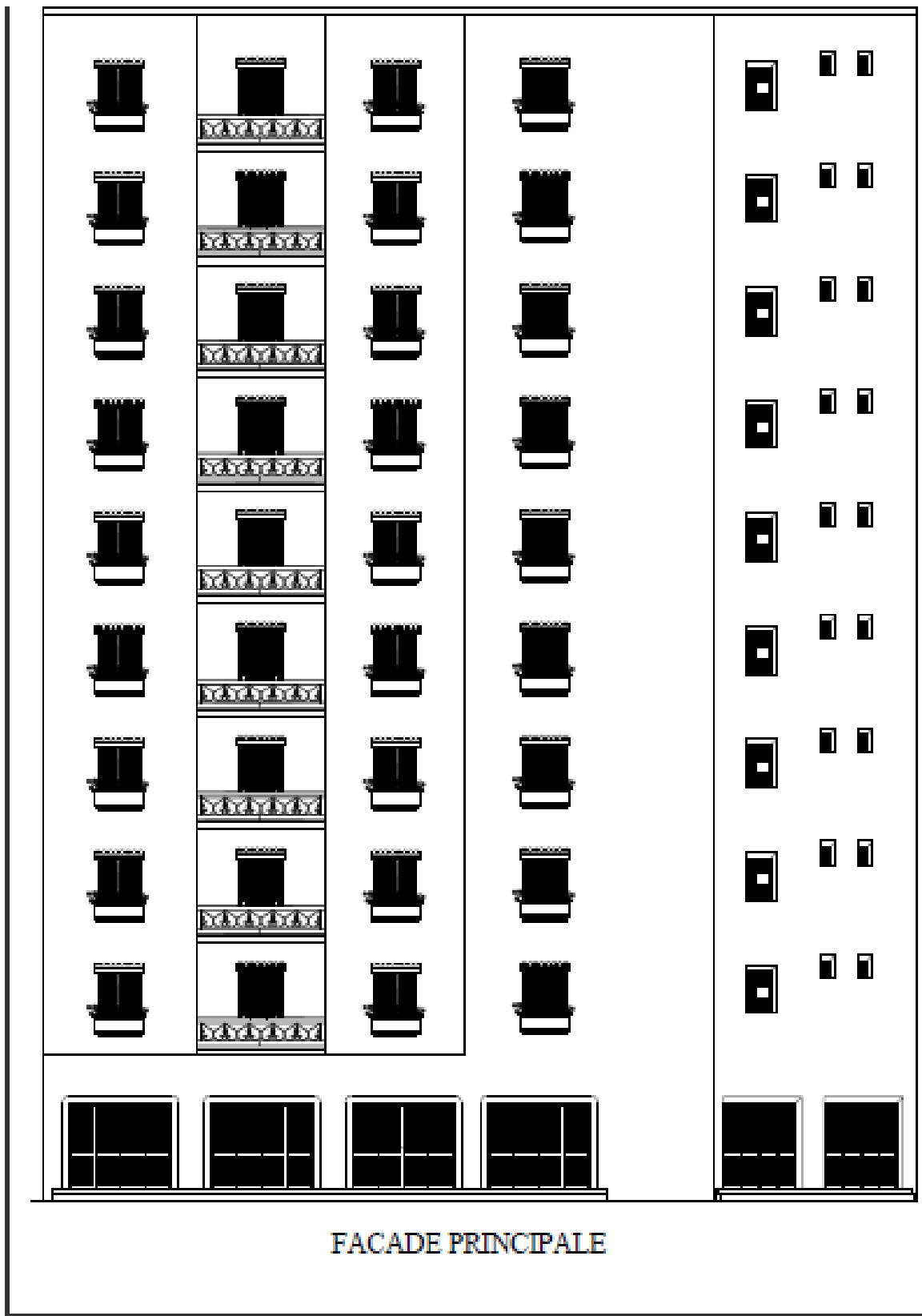


FACADE LATÉRAL GAUCHE

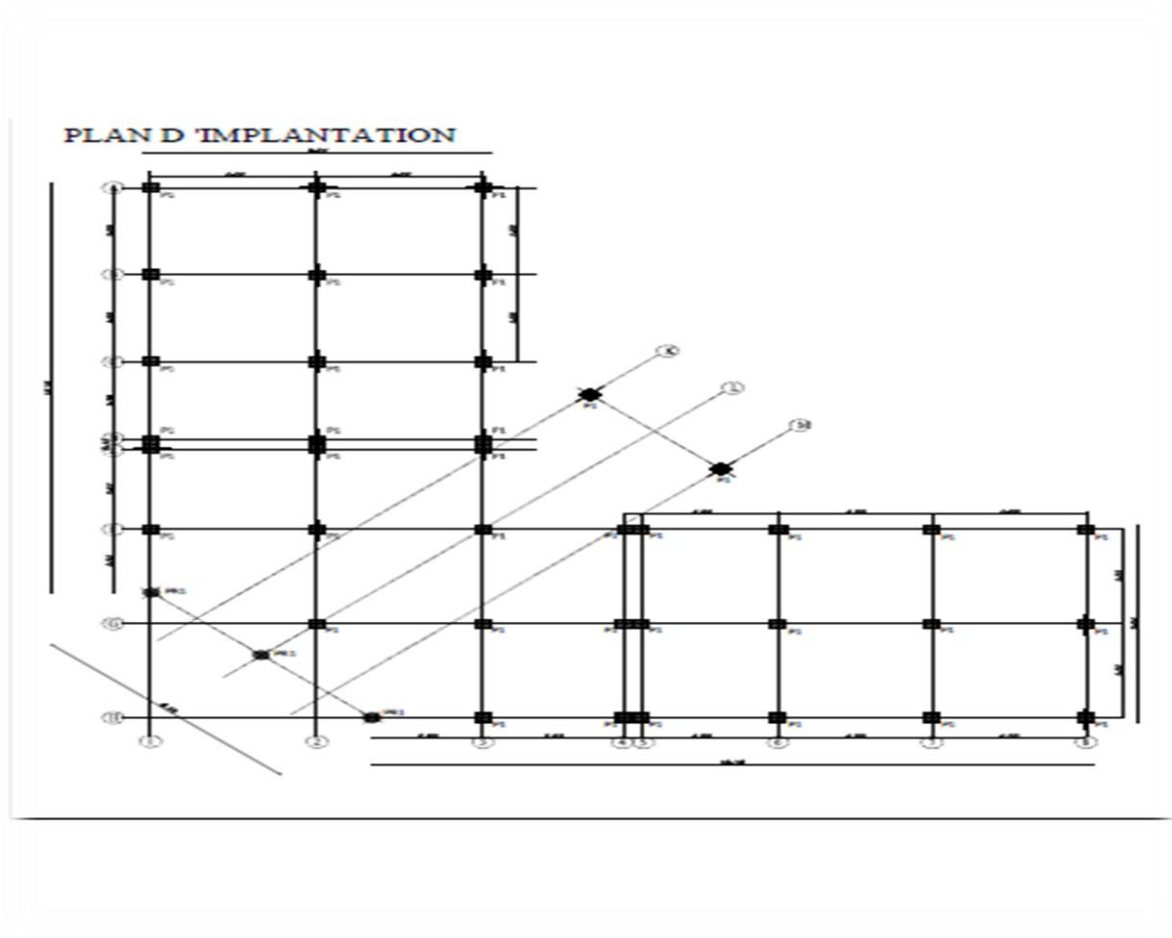
ANNEXE6



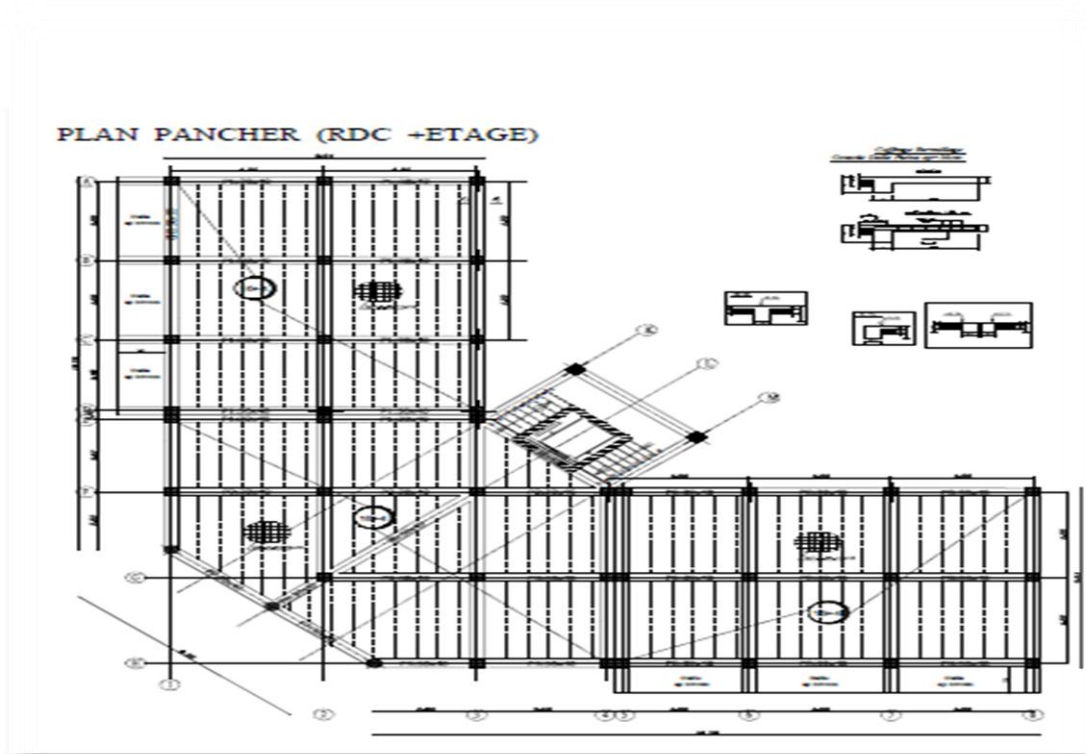
ANNEXE7



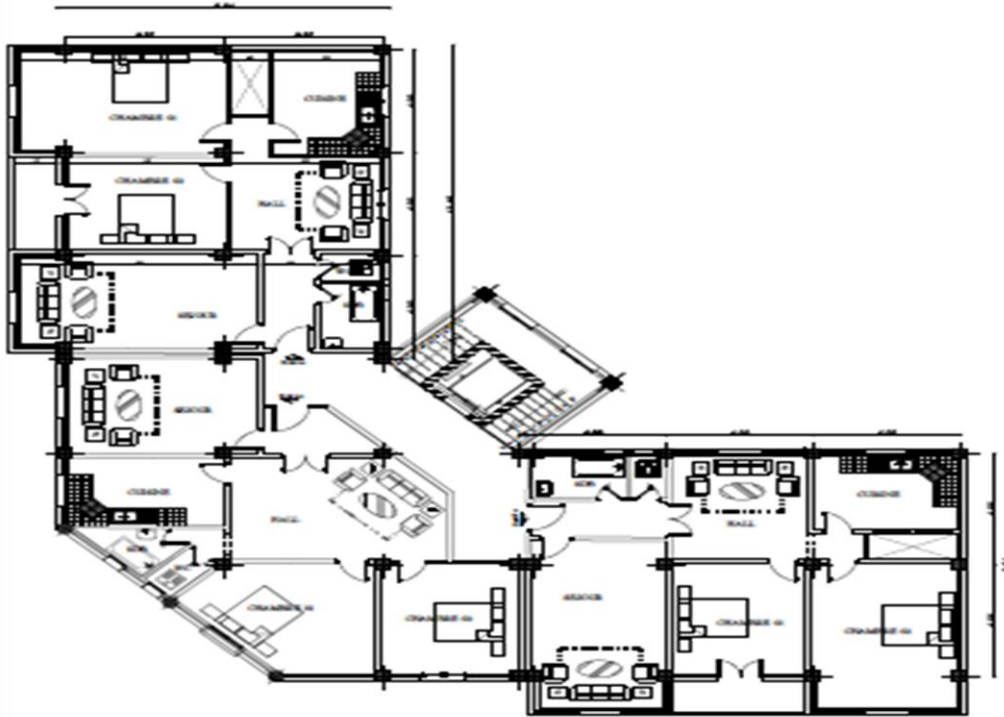
ANNEXE8



ANNEXE09

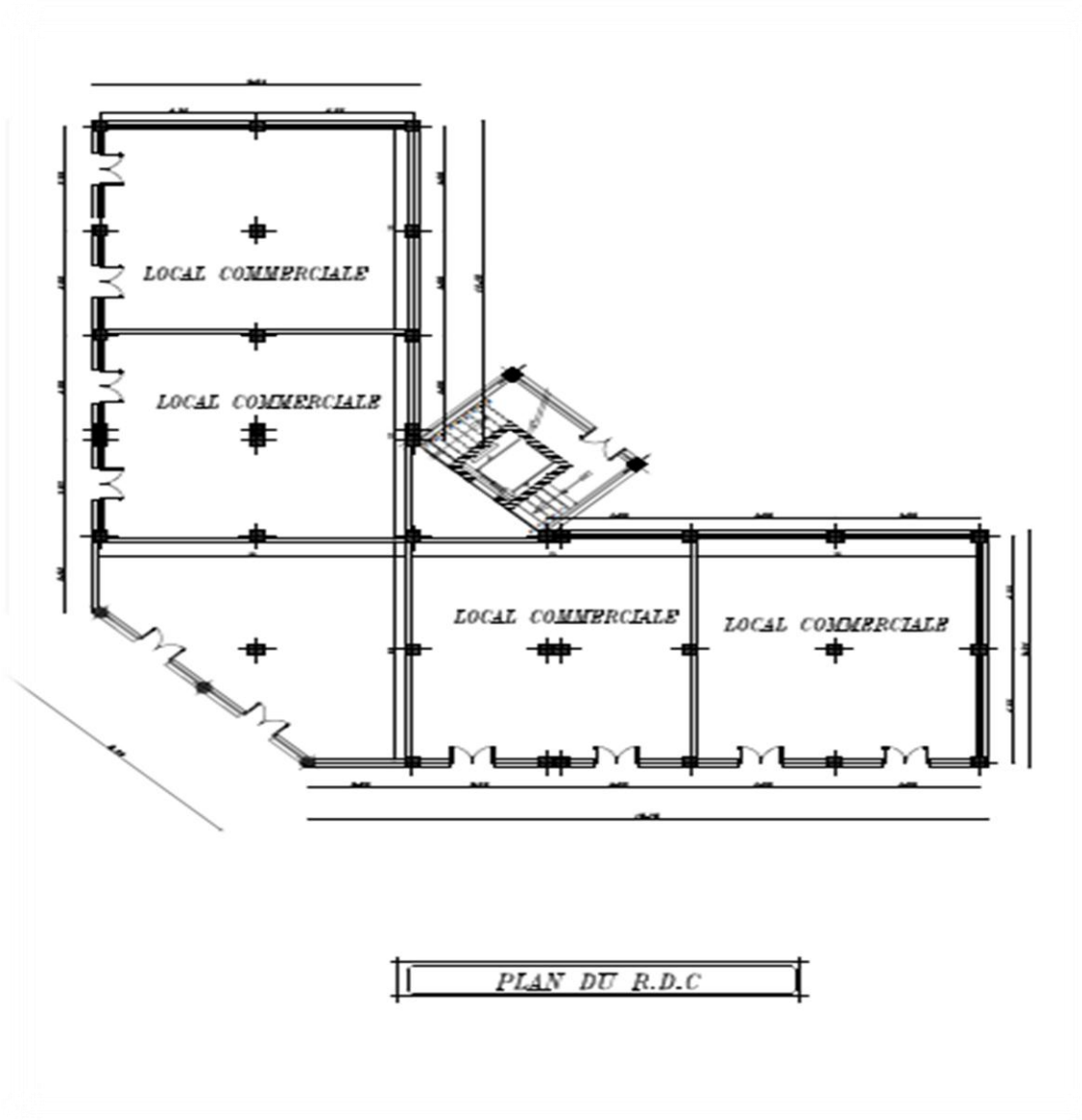


ANNEXE10

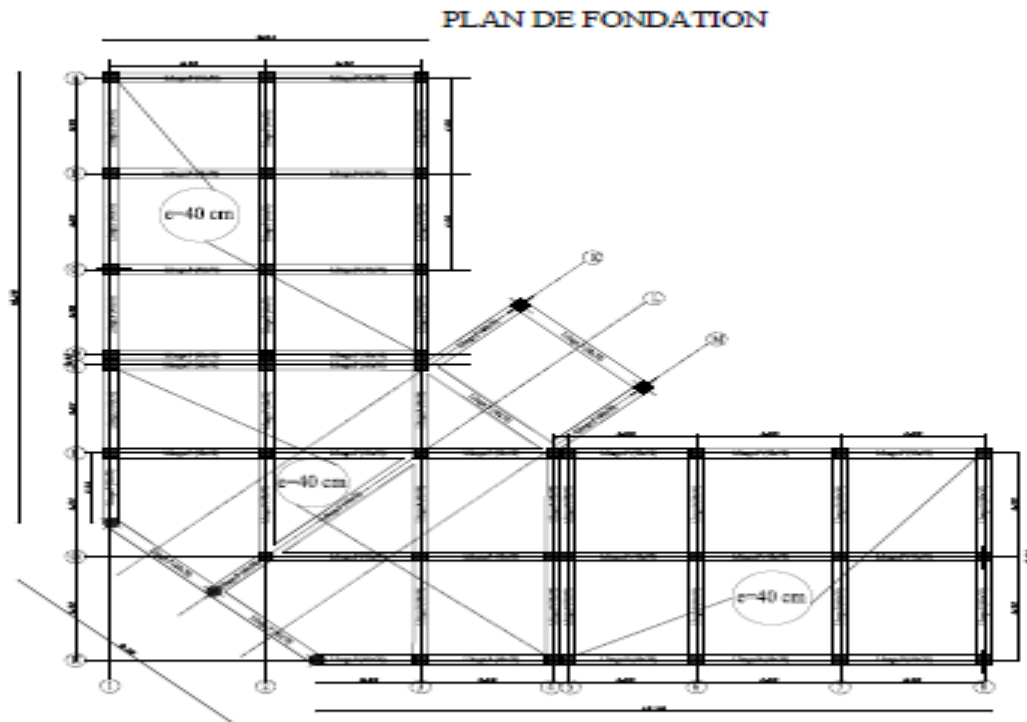


PLAN D'ETAGE COURANT

ANNEXE11



ANNEXE12



ANNEXE13

