

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département du Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Etude de l'infrastructure d'un Bâtiment (R+8+SS)

Auteur :

Walid Ismail AZZAOU

Sous la direction de Mme Nadjia BAOUCHE M.A.A

Présenté et soutenu publiquement le 14/09/2017

Composition du Jury :

Président	Mme	R.MITICHE KETTAB	Pr	ENP
Rapporteur	Mme	N.BAOUCHE	M.A.A	ENP
Examineurs	Mr	R.BOUTEMEUR	M.A.A	ENP
	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP

ENP 2017

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département du Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

Intitulé :

Etude de l'infrastructure d'un Bâtiment (R+8+SS)

Auteurs :

Walid Ismail AZZAOUI

Sous la direction de Mme Nadjia BAOUCHE M.A.A

Présenté et soutenu publiquement le 14/09/2017

Composition du Jury :

Président	Mme	R.MITICHE KETTAB	Pr	ENP
Rapporteur	Mme	N.BAOUCHE	M.A.A	ENP
Examineurs	Mr	R.BOUTEMEUR	M.A.A	ENP
	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP

Dédicaces

Je dédie chaleureusement ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu tout au long de ma formation.

Ma sœur

Toute la famille Azzaoui et Cherifi

Tous mes amis de L'ENP

Tous ceux qui me connaissent de près ou de loin

Walid Ismail AZZAOU

Remerciement

Merci **ALLAH** le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

J'exprime mes vifs remerciements à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de cet humble travail, et en particulier :

Mes encadreurs :

- Mme Nadja BAOUCHE (ENP), pour m'avoir suivi à faire cette réalisation et l'amener à bien et à terme.
- Mme Wassila AKEB (COSIDER) , pour m' avoir conseillé, dirigé pendant ce parcours.

Aussi à toute l'équipe d'ingénieurs génie civil, ingénieurs géotechnique et les architectes.

Et merci aux membres du jury bien veillant et pour l'effort fourni afin de juger mon travail.

Mes gratitude et reconnaissances, également, à mes enseignants de l'ENP et à la promotion 2017.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة البنية التحتية لمنشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 8 طوابق، طابق أرضي و طابق تحت أرضي ذات استعمال سكني و تجاري. البناية ذات شكل منتظم، تتميز بهيكلها المتكون من جدران من الخرسانة المسلحة، أعمدة و عارضات.

هذه البناية تقع على واجهة البحر لمدينة بومرداس التي تعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. هذه البناية صممت وفق المعايير الجزائرية المضادة للزلازل و معايير البناء في الجزائر (C.B.A.93, BAEL 91) و (RPA99 / version 2003) بالنسبة للبنية التحتية للمبنى فهي عبارة عن رصف أساس عامة. وتسليحها فقد تم يدويا.

الكلمات الدالة: البنية التحتية، رصف أساس، التسليح، الخرسانة المسلحة.

Abstract

The objective of this work is to study the infrastructure of a reinforced concrete building for residential and commercial use consisting of 8 floors; a ground Floor, and a basement. The building has regular shape. It is characterized by its framework constituted by shear walls and multi-story frame.

This building is located at the sea front of the town of Boumerdes in a zone of high seismicity.

The design of this structure was made in accordance with the Algerian Parasismic Regulations (RPA99 / version 2003) and the reinforced concrete regulations (C.B.A.93, BAEL 91)

The foundation of the building is made up of a raft foundation, and its reinforcement was studied manually.

Key words: Infrastructure, raft foundation, reinforcement, reinforced concrete.

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude de l'infrastructure d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et à usage commercial constitué de 8 étages, un Rez-de chaussée, et un sous-sol. Le bâtiment est de forme régulière, il se caractérise par son ossature constituée par des voiles et des portiques.

Ce bâtiment se situe au niveau du front de mer de la ville de Boumerdes dans une zone de forte sismicité (zone III).

La conception de la structure est faite conformément aux Règlement Parasismique Algérien (RPA99/ version 2003) et les règlements du calcul de béton armé (C.B.A.93, BAEL 91).

La fondation du bâtiment est composée d'un radier général, et son ferrailage a été calculer manuellement.

Mots clés : Infrastructure, radier général, ferrailage, Béton armé.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction	13
I.2. Présentation de l'entreprise	13
I.3. Présentation du projet.....	11
I.4. Présentation du bâtiment.....	14
I.4.1. Caractéristiques géométriques.....	14
I.4.1.1. Dimensions en plan.....	14
I.4.2. Système structural.....	15
I.5. Nature du site d'implantation du bâtiment	15
I.6. Caractéristiques du bâtiment.....	15
I.6.1. Plancher	15
I.6.2. Maçonnerie.....	15
I.6.3. Revêtements	15
I.6.4. Acrotère	15
I.6.5. Garde-corps.....	16
I.6.6. Escalier.....	16
I.7. Caractéristiques des matériaux.....	16
I.7.1. Béton.....	16
I.7.1.1. Résistance à la compression	17
I.7.1.2. Résistance à la traction	17
I.7.1.3. Module de déformation longitudinale du béton	17
I.7.2. Principe de la méthode de calcul aux états limites	17
I.7.3. Acier	18
I.9. Conclusion	19

Chapitre II : Etude des fondations

II.1.	Introduction	21
II.2.	Choix du type de fondation	21
II.3.	Calcul de l'épaisseur du radier	22
II.3.1.	Condition forfaitaire	23
II.3.2.	Condition de non rigidité.....	23
II.3.3.	Condition de cisaillement.....	24
II.4.	Caractéristiques géométriques du radier.....	24
II.5.	Vérifications du radier.....	24
II.5.1.	Condition de poinçonnement (BAEL 91/99).....	24
II.5.2.	Vérification à l'effet de sous-pression.....	25
II.5.3.	Vérification des contraintes.....	25
II.5.3.1.	Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max)	26
II.5.3.2.	Calcul des contraintes sous 0,8 G- E (vérification au soulèvement)	27
II.5.3.3.	Calcul des contraintes sous 1,35G+1,5Q.....	27
II.5.3.4.	Calcul des contraintes sous G+Q.....	27
II.6.	Ferraillage du radier	28
II.6.1.	Sollicitations de calcul.....	29
II.6.1.1.	Sollicitations à l'ELU.....	29
II.6.1.2.	Sollicitations à l'ELS.....	29
II.6.2.	Calcul du ferraillage	29
II.6.2.1.	Calcul à l'ELU :.....	29
II.6.2.2.	Calcul à l'ELS	29
II.6.2.3.	Condition de non fragilité.....	32
II.6.2.4.	Vérification au cisaillement.....	33
II.6.2.5.	Ferraillage adopté	33
II.6.3.	Ferraillage des nervures.....	34
II.6.3.1.	Méthode des lignes de rupture.....	34
II.6.3.2.	Calcul des sollicitations.....	34
II.6.3.3.	Calcul du ferraillage	39
II.6.4.	Etude du débord du radier	40
II.6.4.1.	Évaluation des sollicitations de calcul.....	41
II.6.4.2.	Calcul du ferraillage	41
II.6.4.3.	Condition de non fragilité (CBA /Article B5.3).....	41

II.6.4.4. Vérification au cisaillement.....	42
II.6.5. Ferrailage du débord.....	43
II.6.6. Ferrailage du radier général.....	43
II.7. Conclusion.....	44
Conclusion générale	45
Référence bibliographique	46

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet

Tableau. I. 1. Résistance à la compression du béton au jour j.....	17
--	----

Chapitre II : Etude des fondations

Tableau. II. 1. Sollicitations de calcul.....	26
Tableau. II. 2. Vérification des contraintes dans le sol.....	28
Tableau. II. 3. Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle du radier	30
Tableau. II. 4. Ferrailage de la dalle du radier	33
Tableau. II. 5. Transmission des charges	34
Tableau. II. 6. Valeurs de PM et PV pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant ..	35
Tableau. II. 7. Valeurs de PM et PV pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant ..	37
Tableau. II. 8. Valeurs max des efforts tranchant et moments fléchissent en travée et en appui	37
Tableau. II. 9. Ferrailage en appui et en travée des nervures à l'ELU et à l'ELS.....	39
Tableau. II. 10. Résultats du ferrailage adopté en appui et en travée des nervures	40
Tableau. II. 11. Actions et sollicitations agissant sur le débord du radier	41

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet

Figure. I. 1. Plan de situation	13
Figure. I. 2. Plan de masse	14
Figure. I. 3. Plan du rez-de-chaussée.....	14
Figure. I. 4. Plan du premier niveau (+5.61 m).....	15
Figure. I. 5. Façade principale.....	15
Figure. I. 6. Coupe A-A du bâtiment	16
Figure .I. 7. Brique creuse.....	18
Figure. I. 8. Diagramme contraintes-déformations du béton	18
Figure. I. 8. Diagramme contraintes-déformations de l'acier	19

Chapitre II : Etude des fondations

Figure II.1. Ensemble des efforts appliqués à la tour	22
Figure. II.2. Schéma de transmission des charges sur le radier sous le voile et le poteau	25
Figure. II.3. Diagramme des contraintes de compression normales à la semelle	25
Figure. II.4. Dimensions de la section transversale de la dalle du radier	30
Figure II.5 . Lignes de rupture d'un panneau de dalle.....	34
Figure. II. 6. Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-X.....	35
Figure. II. 7. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELU35	
Figure. II. 8. Diagramme du moment flechissant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELU	37
Figure. II. 9. Diagramme de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELS37	
Figure. II. 10. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELS	37
Figure. II. 11. Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-Y.....	38
Figure. II. 12. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELU38	

Figure. II. 13. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELU 38

Figure. II. 14. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELS 38

Figure. II. 15. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELS 38

Figure. II. 16. Schéma d'une coupe transversale de nervure..... 39

Figure. II. 17. Schéma statique du débord 41

Figure. II. 18. Vue en plan du ferrailage du radier dans le sens X-X..... 42

Figure. II. 19. Coupe transversale du ferrailage de la nervure en travée et sur appui 42

Introduction Générale

Afin d'appréhender mes connaissances de formation d'ingénieur d'état en génie Civil à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger et en vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil, j'ai choisi de réaliser un Projet de master dont le thème est l'étude de l'infrastructure d'un bâtiment R+8 avec un Sous-Sol.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse permettant de déterminer les caractéristiques des différentes couches.

Pour qu'une structure soit stable, cela suppose assurer la transmission des charges du bâtiment vers le sol d'assise, suivant la capacité portante du sol, la nature du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, l'ingénieur choisira une solution du type fondations (superficielle, semi-profonde ou profonde), qui dépendent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

Compte tenu de la nature du sol (sol de catégorie S4) cela a nécessité l'utilisation de la fondation profonde. L'étude de ces fondations a été faite dans le cadre de mon projet de fin d'études.

Concernant ce mémoire, nous avons supposé que le sol a été traité et que nous avons atteint un taux de travail de 0.12 MPa à une profondeur de 1.20 m. Avec ce taux nous pouvons opter pour des fondations superficielles.

Cette étude comporte deux parties :

Dans la première partie on présente tout d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction à utiliser.

Dans la deuxième partie, on aborde l'étude de l'infrastructure où on choisit le type des fondations qui conviennent le plus aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure. Ensuite, on ferraille les fondations. Ce ferrailage est effectué tout en respectant les recommandations des règlements en vigueur en Algérie.

Chapitre I

présentation du projet



Figure. I. 2. Plan de masse

I.3.1 Caractéristiques géométriques

I.3.1.1 Dimensions en plan

Les dimensions en plan du bâtiment sont (Fig.1.3):

- Sens longitudinal (suivant x) : 24.55 m
- Sens transversale (suivant y) : 11.45 m

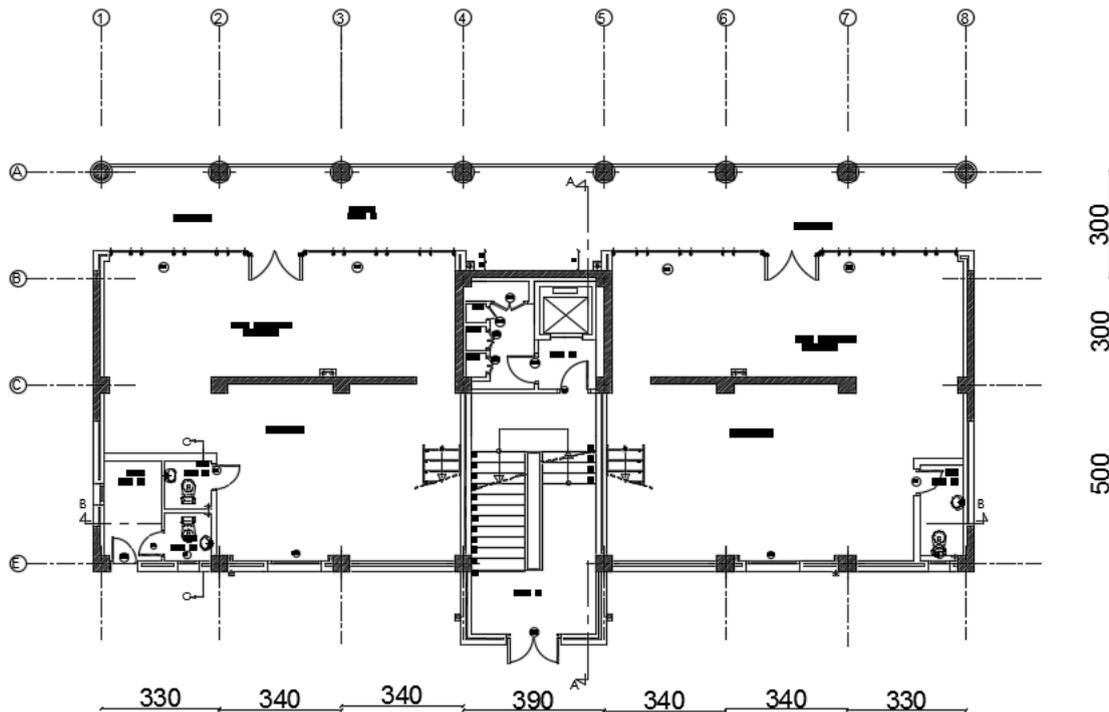


Figure. I. 3. Plan du rez-de-chaussée

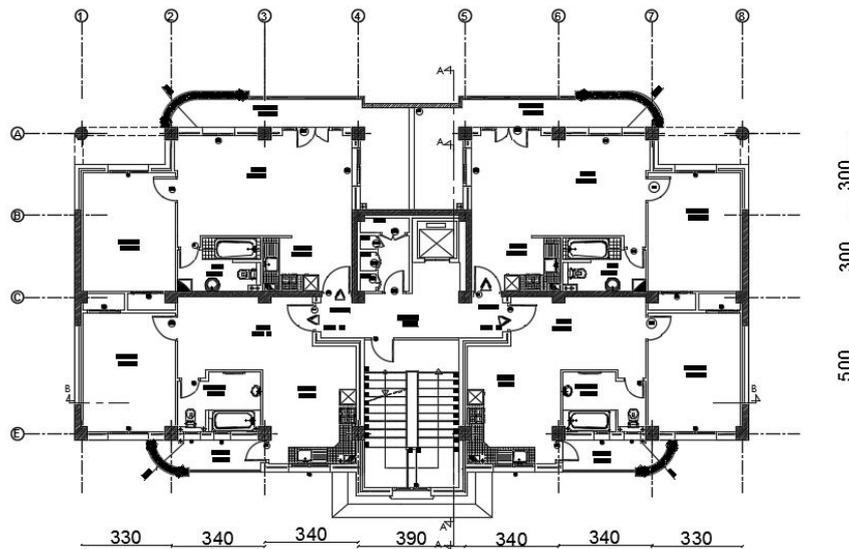


Figure. I. 4. Plan du premier niveau (+5.61 m)

Le bâtiment à étudier a comme dimensions en élévation :

- Hauteur du sous-sol : 4.10 m
- Hauteur du rez-de-chaussée: 2.72 m
- Hauteur de la mezzanine : 2.89 m
- Hauteur de l'étage courant: 3.74 m
- Hauteur de l'étage terrasse: 2.4 m
- Hauteur totale du bâtiment : 37.93 m

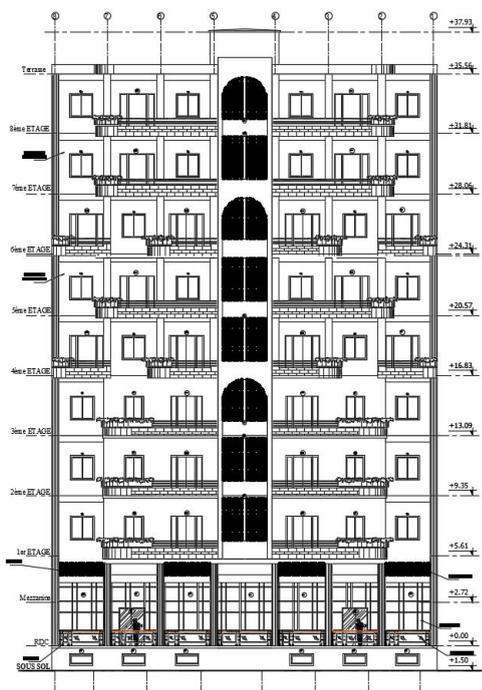


Figure. I. 5. Façade principale

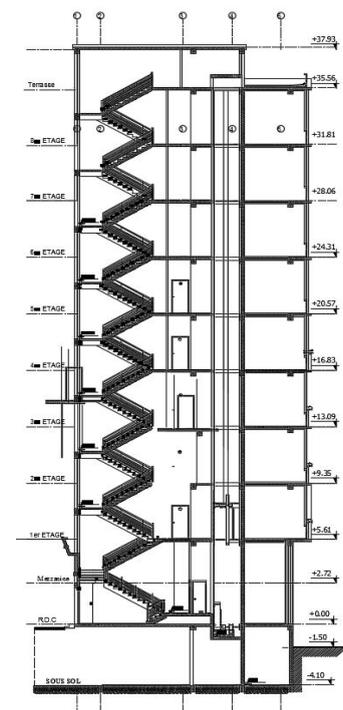


Figure. I. 6. Coupe A-A du

bâtiment

I.3.2 Système structural

L'ossature portante du bâtiment est composée de portiques et de voiles en béton armé disposés suivant les deux directions principales.

La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du séisme est assurée exclusivement par les voiles linaires en béton armé sans l'interaction des portiques. Dans ce cas, les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Cette condition sera vérifiée ultérieurement.

I.4 Nature du site d'implantation du bâtiment

Le bâtiment faisant l'objet de cette étude sera implanté à la wilaya de Boumerdes, classée en zone de forte sismicité (zone III) conformément aux normes parasismiques algériennes (RPA99 /2003).

I.5 Caractéristiques du bâtiment

I.5.1 Plancher

Le bâtiment à étudier comporte deux types de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher avec dalle pleine (plancher de niveau RDC, de la cage d'escalier et de terrasse à 37.45 m).

I.5.2 Maçonnerie

La maçonnerie de ce bâtiment est composée de briques creuses 8 trous (Fig.1.7) avec 10 cm d'épaisseur, réservée au remplissage de certains murs extérieurs avec double cloison (avec 5 cm d'espacement entre 2 rangées de briques). Pour la séparation des pièces à l'intérieur, une seule cloison suffit. Quant aux entresols, nous avons utilisé des séparations de 15 cm d'épaisseur.



Figure .I. 7. Brique creuse

I.5.3 Revêtements

Les différents revêtements utilisés dans ce bâtiment sont :

- Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers
- Céramique recouvrant l'ensemble des murs des salles d'eau
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.5.4 Acrotère

Le bâtiment comporte un seul type d'acrotère de dimension :

- Hauteur : 60 cm
- Epaisseur : 10 cm

I.5.5 Garde-corps

Ce bâtiment compte deux types de garde-corps, à savoir :

- Un garde-corps métallique de 96 cm de hauteur au niveau du RDC
- Un garde-corps en béton armé pour les balcons avec 95 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.5.6 Escalier

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et des paliers inter étage.

I.6 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux employés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 modifié 99) et tous les règlements en vigueur en Algérie (RPA 99/2003 et CBA93).

I.6.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil. Il se caractérise par sa grande résistance à la compression.

I.6.1.1 Résistance à la compression

Les résistances nominales exigées pour le calcul du ferrailage des éléments composants ce bâtiment sont regroupées dans le tableau ci-après.

Tableau. I. 1. Résistance à la compression du béton au jour j

Age du béton [j]	7 jours	28 jours
Résistance f_{cj}	19 MPa	25 MPa

Aussi, pour les calculs, nous prenons :

$$f_{C28} = 25 \text{ MPa}$$

I.6.1.2 Résistance à la traction

Cette résistance est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dont la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

Aussi, pour $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$, nous avons :

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.6.2 Principe de la méthode de calcul aux états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine totale ou partielle
- De son comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

➤ Etat limite ultime (ELU)

Cet état correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, de rupture, de flambement. Autrement dit :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux béton ou acier, exemple : non rupture par écrasement du béton.

Soit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Pour les situations durables

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Pour les situations accidentelles

Selon le règlement BAEL 91/révisée 99 (page 80), les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont représentés par la figure I.8.

- Parabole-rectangle pour les sections entièrement comprimées
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas

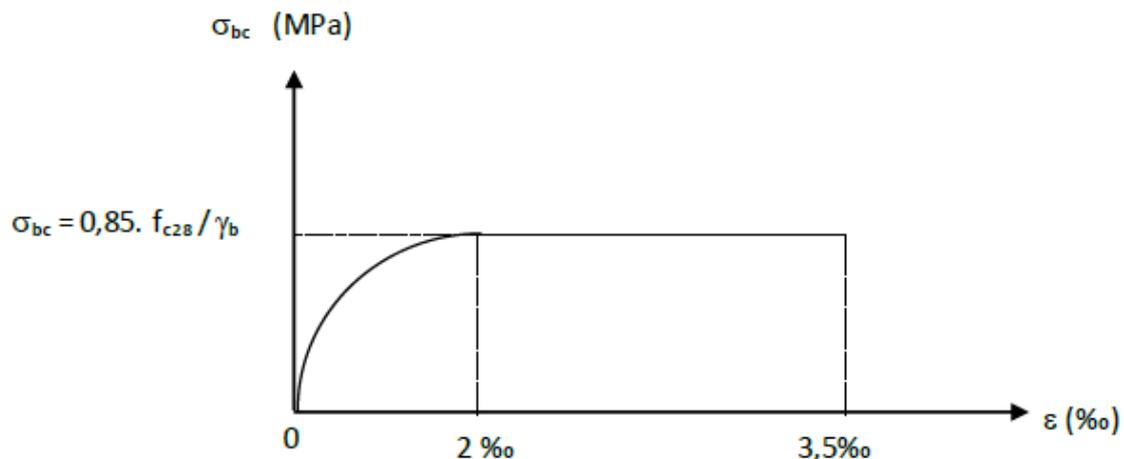


Figure. I. 8. Diagramme contraintes-déformations du béton

➤ Etat limite de service (ELS)

Les états limites de service sont des états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 14.17 \text{ MPa}$$

I.6.3 Module de déformation longitudinale du béton

I.6.3.1 Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, nous admettons qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.6.3.2 Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \quad (E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa})$$

I.6.4 Acier

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises généralement entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone)

C'est un matériau caractérisé par sa grande résistance à la traction. Les armatures en acier servent à renforcer le béton et à augmenter sa résistance.

➤ Type d'acier utilisé

En général, l'acier utilisé pour armer le béton présente les caractéristiques suivantes :

- Nuance douce avec 0,15 à 0,25% de carbone
- Nuance mi- dure et dure avec 0,25 à 0,40% de carbone

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$

➤ Résistance de calcul

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ pour les situations durables

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ pour les situations accidentelles

➤ Allongement (ϵ_l)

Nous avons :

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

Avec :

$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ (module d'élasticité de l'acier)

L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10 ‰ (Fig 1.9).

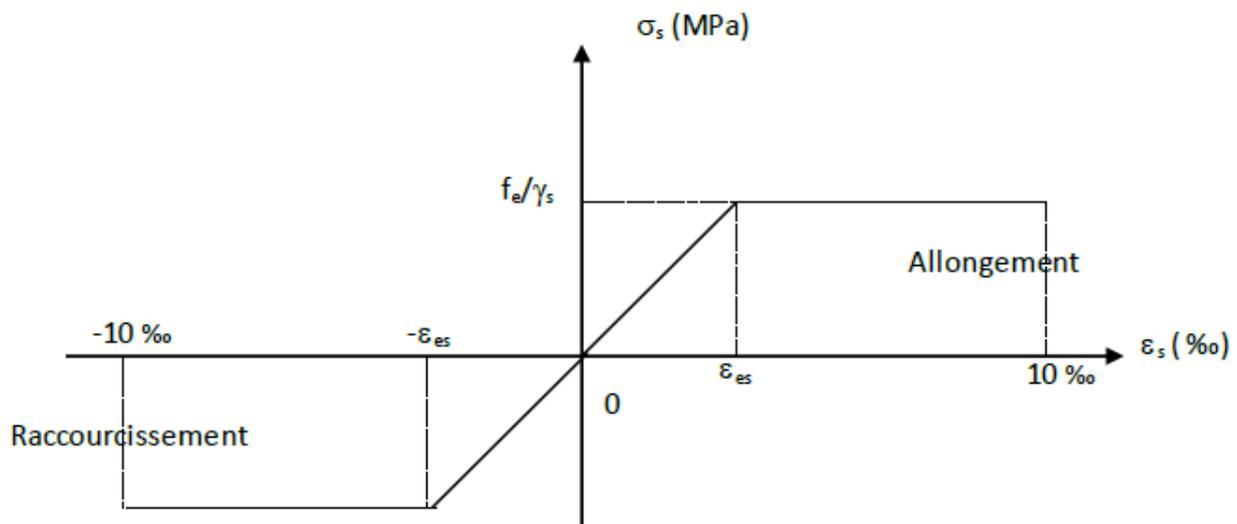


Figure. I. 9. Diagramme contraintes-déformations de l'acier

➤ Contrainte limite de traction des armatures

La contrainte limite de traction est fixée par :

- Fissuration peu préjudiciable : $\delta_s \leq f_e \rightarrow$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\delta_s = \min((3/2)f_e ; 110)$
- Fissuration très préjudiciable : $\delta_s = \min(0,5f_e ; 90)$

Avec :

η = coefficient de fissuration

$\eta = 1 \rightarrow$ pour des ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6 \rightarrow$ pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

1.7 Conclusion

On conclue pour ce chapitre, que les spécifications liées au projet sont très importantes pour ce travail, ils vont aider tout au long de l'étude.

Chapitre II

Etude des fondations

II.1.Introduction

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurale qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles que peut être soumis l'ouvrage. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.
- Jouer un rôle d'appuis.

Le choix du type de fondation dépend de :

- La stabilité totale du bâtiment.
- La solution économique et la facilité de la réalisation.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.

II.2.Choix du type de fondation

Pour le choix du type de fondation approprié, nous devons déterminer la surface totale nécessaire de la semelle afin de la comparer à la surface du bâtiment. Pour ce point, il faut calculer l'effort transmis au sol N_u . Cet effort est évalué à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot.

$$\frac{S_s}{S_{bat}} \geq 50\%$$

L'effort normal transmis au sol est égal à : $N_s = 44563.9 \text{ KN}$

La surface totale nécessaire pour la semelle de fondation est telle que : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

S_s : Surface de la semelle filante.

$S_{bat} = 281.1 \text{ m}^2$: la surface totale du bâtiment.

N: Effort normal de la superstructure .

σ_s : Taux de travail du sol = 0.12 MPa.

$$S_s \geq \frac{44563.9 \times 10^{-3}}{0,12} = 371.36 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_{\text{bat}}} = \frac{371.36}{281.1} = 1.32 \geq 0.5$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on opte pour un radier général comme type de fondation de l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

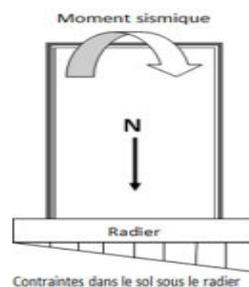


Figure.II.1. Ensemble des efforts appliqués à la tour

La surface totale à utiliser est prise comme ce qui suit :

$$S_r = S_b + L_p \times C_d$$

Où :

S_r : Surface totale de radier

L_p : Longueur de périmètre

C_d : Largeur de débordement minimale

Soit :

$$S_r = 281.1 + 72 \times 1 = 363.9 \text{ m}^2$$

II.3. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier se détermine en vérifiant les conditions suivantes :

II.3.1. Condition forfaitaire

La hauteur du radier est donnée par $\frac{L}{20} \leq h_r \leq \frac{L}{10} \rightarrow 0.3\text{m} \leq h_r \leq 0.6\text{m}$

Avec :

L: le plus grand coté du panneau le plus grand égale à 6 m
 On adopte à une hauteur du radier égale à : 50 cm

II.3.2. Condition de non rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que: $L < \frac{\pi}{2} \times l_e$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}}$$

Avec :

$$l_e: \text{longueur élastique} : l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} \quad (4)$$

E : Module d'élasticité du béton différé : E = 10818.87 MPa

$$I : \text{Inertie de la section du radier} (I = \frac{b \cdot h^3}{12}) \quad (5)$$

K : coefficient de raideur du sol (K = 40 MN/m³)

b : bande unitaire (b = 1m)

De l'inégalité (3), on tire : $l_e \geq \frac{2l_{\max}}{\pi}$

Et en remplaçant l_e et I par leurs équations (4) et (5) respectivement, on obtient l'inégalité suivante :

$$h \geq \sqrt[3]{(l_{\max} \frac{2}{\pi})^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

D'où :

$$h \geq 116 \text{ cm}$$

On adopte un : h = 120 cm → donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide.

- Choix de l'épaisseur du radier nervuré

Nous adopterons un radier nervuré dans les démontions sont :

- Hauteur de la nervure $h_{\text{ner}}=120$ cm.
- Hauteur de la table du radier $h_{\text{rad}}=50$ cm

Remarque: Le radier nervuré est plus économique que le radier dalle.

II.3.3. Condition de cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur b unitaire et une épaisseur d doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,05f_{c28} = 1,25$ MPa.

Où :

V_u : effort tranchant dans le panneau le plus sollicité : $V_u = q_u \cdot L_{\max}/2$

q_u : pression sous le radier égale à : $q_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = N_{u \text{ batiment}} + 1.35 (N_{G \text{ radier}})$

$N_u = 58780.4 + 1.35(363.9 \times 0.5 \times 25) = 64921.2$ KN

Pour une bande b unitaire : $q_u = \frac{64921.2}{363.9} = 178.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

$$V_u = 535.2 \text{ KN}$$

$$d = 0.9h = 0.45\text{m} \rightarrow \tau_u = 1.19 \text{ Mpa}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement.

II.4. Caractéristiques géométriques du radier

La surface de notre radier est composée de la surface totale du bâtiment plus un débord de 1.0m.

Avec :

$$S_{\text{radier}} = 363.9 \text{ m}^2$$

Les longueurs maximales dans les deux directions sont :

$$L_x = 26,85 \text{ m,}$$

$$L_y = 13.75 \text{ m.}$$

Les coordonnées du centre de masse du radier sont :

$$X_{(G;\text{radier})} = 13.425\text{m}$$

$$Y_{(G;\text{radier})} = 6.875 \text{ m}$$

Les moments d'inertie du radier sont :

$$I_{xx} = 5816.6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 22179.6 \text{ m}^4$$

II.5. Vérifications du radier

Les vérifications nécessaires recommandées par les règlements en vigueur sont :

II.5.1. Condition de poinçonnement (BAEL 91/99)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , il se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le poinçonnement du radier (dalle), le CBA et d'après l'article A5.2.4.2 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus chargé.

h : Épaisseur de nervure ou radier $h = h_{\text{ner}} = 120 \text{ cm}$ ou $h = h_{\text{rad}} = 50\text{cm}$.

μ_c : Périmètre du pourtour ou voile cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h)$$

a et b : dimensions en plan du poteau ou de voile ;

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

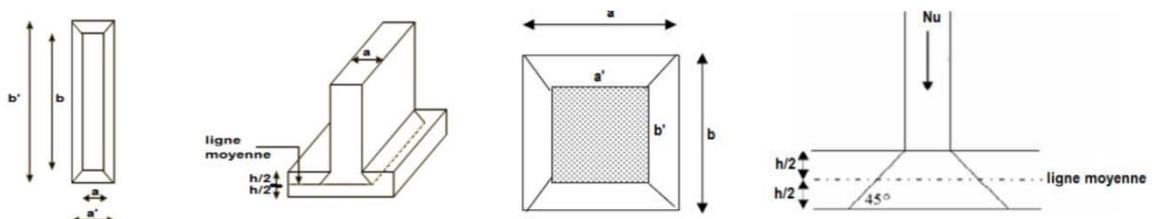


Figure.II.2. Schéma de transmission des charges sur le radier sous le voile et le poteau

II.5.2. Vérification à l'effet de sous-pression

La vérification suivante est nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. La condition suivante doit être vérifiée :

$$N_G \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s$$

N_G : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$N_u = N_G \text{ bâtiment} + N_G \text{ radier} = 44563.9 + 363.9 \times 0.5 \times 25 = 49112.65 \text{ KN}$$

Avec :

N_G : L'effort normal (G sans surcharge) égale à kN .

S : Surface du radier .

Z = 1.5 m : Hauteur d'ancrage .

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$: Poids volumique de l'eau.

$F_s = 1.5$: Coefficient de sécurité.

$$N_G = 49112.65 \geq 10 \times 363.9 \times 1.5 \times 1.5 = 8187.75 \text{ KN}$$

Donc : il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure.

II.5.3. Vérification des contraintes

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, et sous l'effet du moment renversant dû au séisme, les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol admissible}}$$

σ_{max} et σ_{min} : Sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle.

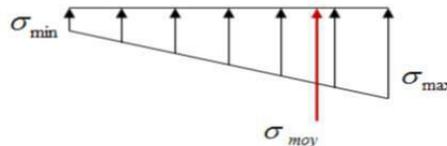


Figure II.3. Diagramme des contraintes de compression normales à la semelle

➤ Détermination des charges et surcharges :

$$\text{-Structure} \begin{cases} G = 44.56 \text{ MN} \\ Q = 6.45 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\text{-radier} \{ G = 4.6 \text{ MN}$$

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

Tableau II.1. Sollicitations de calcul

Combinaisons	Effort normal [MN]	Moment M_x [kN .m]	Moment M_y [kN .m]
G+Q+E	55.61	130.39	152.55
0,8G-E	39.33	125.05	146.76

1,35 G+1,5 Q	76.04	12.84	12.84
G+ Q	55.61	9.37	9.37

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : l'effort normal transmis au sol,

M : Moment renversant,

Ω : Surface du radier,

I : Moment d'inertie du radier,

V (Xmax, Ymax) : Distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée.

II.5.3.1. Calcul des contraintes sous G+Q+E (vérification des contraintes max)

➤ Sens X-X :

$$N=55.61\text{MN} ; M = 130.39\text{MN.m} ; I_x=5816.6 \text{ m}^4 ; V_{y\max}=8,025\text{m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x V_{Y\max}}{I_x} = \frac{55.61}{363.9} + \frac{130.39 \times 8.025}{5816.6} = 0.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x V_{X\max}}{I_x} = \frac{55.61}{363.9} - \frac{130.39 \times 8.025}{5816.6} = 0.027 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.141 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

$$N= 55.61\text{MN} ; M = 152,55\text{MN.m} ; I_y=22179.6 \text{ m}^4, V_{X\max} = 14.575\text{m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{55.61}{363.9} + \frac{152.55 \times 14.575}{22179.6} = 0.159 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{55.61}{363.9} - \frac{152.55 \times 14.575}{22179.6} = 0.145 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.1475 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.5.3.2. Calcul des contraintes sous 0,8 G- E (vérification au soulèvement)

➤ Sens X-X :

$$N=39.33\text{MN} ; M = 125.05\text{MN.m} ; I_x=5816.6 \text{ m}^4 ; V_{y\max}=8,025\text{m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x Y_{\max}}{I_x} = \frac{39.33}{363.9} + \frac{125.05 \times 8.025}{5816.6} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x Y_{\max}}{I_x} = \frac{39.33}{363.9} - \frac{125.05 \times 8.025}{5816.6} = 0.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.12 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

$$N= 39.33\text{MN}; M = 146.76\text{MN.m} ; I_y=22179.6,12 \text{ m}^4, V_{X\max} = 14.575\text{m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{39.33}{363.9} + \frac{146.76 \times 14.575}{22179.6} = 0.119 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{39.33}{363.9} - \frac{146.76 \times 14.575}{22179.6} = 0.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.115 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.5.3.3. Calcul des contraintes sous 1,35G+1,5Q

➤ Sens X-X :

$$N = 76.04 \text{ MN} ; M = 12,84 \text{ MN.m} ; I_x = 5816.6 \text{ m}^4, V_{y_{\max}} = 8,025 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x Y_{\max}}{I_x} = \frac{76.04}{363.9} + \frac{12.84 \times 8.025}{5816.6} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x Y_{\max}}{I_x} = \frac{76.04}{363.9} - \frac{12.84 \times 8.025}{5816.6} = 0.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.16 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

$$N = 76.04 \text{ MN} ; M = 12,84 \text{ MN.m} ; I_y = 22179,6 \text{ m}^4, V_{x_{\max}} = 14.575 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{76.04}{363.9} + \frac{12.84 \times 14.575}{22179.6} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{76.04}{363.9} - \frac{12.84 \times 14.575}{22179.6} = 0.148 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.16 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.5.3.4. Calcul des contraintes sous G+Q

➤ Sens X-X

$$N = 55.61 \text{ MN} ; M = 9.37 \text{ MN.m} ; I_x = 5816.6 \text{ m}^4 ; V_{y_{\max}} = 8,025 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x Y_{\max}}{I_x} = \frac{55.61}{363.9} + \frac{9.37 \times 8.025}{5816.6} = 0.154 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x Y_{\max}}{I_x} = \frac{55.61}{363.9} - \frac{9.37 \times 8.025}{5816.6} = 0.139 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.151 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

$$N = 55.61 \text{ MN} ; M = 9.37 \text{ MN.m} ; I_x = 5816.6 \text{ m}^4 ; V_{x_{\max}} = 14.575 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{55.61}{363.9} + \frac{9.37 \times 8.025}{5816.6} = 0.154 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y X_{\max}}{I_y} = \frac{55.61}{363.9} - \frac{9.37 \times 8.025}{5816.6} = 0.154 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.151 \text{ Mpa} \leq 0.16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau.II.2. Vérification des contraintes dans le sol

	ELU		ELS		ELA	
	Suivent-X	Suivent-Y	Suivent-X	Suivent-Y	Suivent-X	Suivent-Y
I (m4)	5816.6	22179.6	5816.6	22179.6	5816.6	22179.6
V (m)	8.025	14.575	8.025	14.575	8.025	14.575
Srad (m2)	363.9	363.9	363.9	363.9	363.9	363.9
N (KN)	76.04	76.04	55.61	55.61	39.33	39.33
M (KN.m)	12.84	12.84	9.37	9.37	125.05	125.05
σ_{\max} (Mpa)	0.20	0.20	0.154	0.153	0.13	0.119
σ_{\min} (Mpa)	0.17	0.17	0.139	0.146	0.08	0.10
σ_{moy} (Mpa)	0.16	0.158	0.15	0.151	0.12	0.115
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

II.6.Ferraillage du radier

Pour le dimensionnement, on assimile le radier à un plancher inversé. On va considérer les dalles pleines appuyées sur 4 côtés, soumise à une charge uniformément répartie (q) égale à contrainte moyenne, offrant la surface la plus chargée, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL.

- La pression sous le radier est prise égale à :
 - A l'ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy}} = 0.16 \text{ Mpa} = 160 \text{ KN/m}^2$
 - A l'ELS : $q_s = \sigma_{\text{moy}} = 0.151 \text{ Mpa} = 151 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1 m et une épaisseur h de 50cm.

Le ferraillage adopté pour tout le radier est celui du panneau le plus sollicité.

Le panneau du radier le plus sollicité est de dimensions :(3.75m×4.775m).

L'élancement du panneau est donné par : $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

$\alpha = \frac{3.75}{4.775} = 0.78 > 0.4$ Donc, la dalle porte sur les deux sens.

II.6.1. Sollicitations de calcul

La détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle se fait en utilisant la méthode forfaitaire indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91/99 pour une bande de 1 m.

- Les moments isostatiques maximums au centre du panneau sont donnés par les relations :

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_x q l_x^2 \\ M_{0Y} = \mu_y M_{0X} \end{cases}$$

Avec : μ_x et μ_y sont des coefficients donnés en fonction de élancement du panneau et de l'état limite considéré.

$$\alpha = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.560 \end{cases} \text{ (ELU)}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.065 \\ \mu_y = 0.656 \end{cases} \text{ (ELS)}$$

II.6.1.1. Sollicitations à l'ELU

- Les moments isostatiques :

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0.0608 \times 160 \times 3.75^2 = 136.8 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.560 \times 136.8 = 76.608 \text{ KNm/ml}$$

- Calcul des moments réels :

Pour tenir compte de la continuité, les moments dans les panneaux réels sont pris égaux aux moments isostatiques multipliés par des coefficients forfaitaires.

- Sur appui : $M_{aX} = M_{0Y} = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 136.8 = 68.4 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}$

- En travée : $M_{tX} = 0.85 M_{0X} = 116.28 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}$

$$M_{tY} = 0.85 M_{0Y} = 65.11 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}$$

- Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :

- Effort tranchant maximal au milieu de l_x :

$$V_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{160 \times 3.75 \times 4.77}{2 \times 3.75 \times 4.77} = 233.25 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

II.6.1.2. Sollicitations à l'ELS

- Les moments isostatiques :

$$M_{0X} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.065 \times 151 \times 3.75^2 = 138 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.656 \times 138 = 90.54 \text{ KNm/ml}$$

- Calcul des moments réels :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- Sur appui : $M_{aX} = M_{0Y} = 0.5 M_{0X} = 69 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}$

- En travée : $M_{tX} = 0.85 M_{0X} = 117.3 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}$

$$M_{tY} = 0.85 M_{0Y} = 76.95 \frac{\text{KNm}}{\text{ml}}$$

Tableau. II.3. Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle du radier

Sollicitation			Valeur maximale	
			Appui	Travée
Moment fléchissant	ELU	Mx(KN.m/ml)	68.4	116.28
		My(KN.m/ml)	68.4	65.11
	ELS	Mx(KN.m/ml)	69	117.3
		My(KN.m/ml)	69	76.95
Effort tranchant ELU		Vx(KN/ml)	233.25	
		Vy(KN/ml)	200	

II.6.2. Calcul du ferrailage

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple de dimensions de 1 m de largeur et 0,5 m de hauteur avec un enrobage d’acier de 0,05 m. La dalle du radier est exposée aux intempéries, la fissuration est donc très préjudiciable.

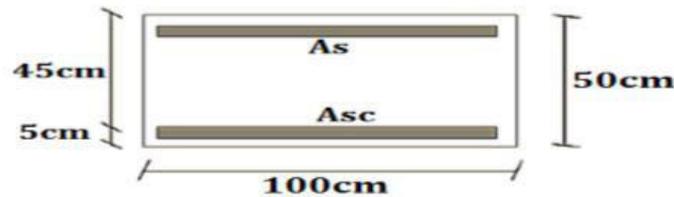


Figure II.4. Dimensions de la section transversale de la dalle du radier

II.6.2.1. Calcul à l’ELU :

➤ En travée

- Suivant X :

Nous avons : $h = 0,5\text{m}$; $d'=0.05\text{m}$ $d = h - d' = 0,45\text{ m}$; $b = 1\text{ m}$; $f_{bu} = 14,17\text{ Mpa}$
 $f_{su} = 348\text{ Mpa}$

Notons : $M_{tx} = M_u = 116.28\text{ KNm/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{116.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.04 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.05 < 0.259$$

$\xrightarrow{\text{Pivot A}}$ $A_{sc} = 0\text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_s = \frac{0.8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.05 \times 1 \times 0.45 \times 14.17}{348} = 7.24\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $\begin{cases} A_{sc} = 0\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 7.24\text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

- Suivant Y :

Nous avons : $h = 0,5\text{m}$; $d'=0.05\text{m}$ $d = h - d' = 0,45\text{ m}$; $b = 1\text{ m}$; $f_{bu} = 14,17\text{ Mpa}$
 $f_{su} = 348\text{ Mpa}$

Notons : $M_{ty} = M_u = 65.11\text{ KNm/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{65.11 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.022 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.027 < 0.259$$

Pivot A
→ $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_s = \frac{0.8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.022 \times 1 \times 0.45 \times 14.17}{348} = 5.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 5.86 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

➤ Sur appui

- Suivant X et Y :

Nous avons : $h = 0,5\text{m}$; $d' = 0,05\text{m}$; $d = h - d' = 0,45 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$
 $f_{su} = 348 \text{ Mpa}$

Notons : $M_{ax} = M_{ay} = M_u = 68.44 \text{ KNm/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{68.44 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.023 \leq 0.48$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.03 < 0.259$$

Pivot A
→ $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_s = \frac{0.8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0.8 \times 0.03 \times 1 \times 0.45 \times 14.17}{348} = 4.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 4.42 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

II.6.2.2. Calcul à l'ELS

On a : $h = 0,5\text{m}$; $d' = 0,05\text{m}$; $d = 0,45\text{m}$

- Calcul du moment résistant de la section M_{rb} (moment limite de service)

C'est le moment pour lequel : $\begin{cases} \sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \bar{\sigma}_s \end{cases}$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \sigma_{bc} y \left(d - \frac{y}{3} \right)$$

Avec :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 164.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ Mpa}$; (HA) et $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$y = \frac{15 \sigma_{bc} d}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s}$$

$$y = \frac{15 \times 15 \times 0.45}{15 \times 15 + 164.97} = 0.26 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 15 \times 0.26 \left(0.45 - \frac{0.26}{3} \right) \times 10^3 = 708.5 \text{ KNm/ml}$$

- En travée
- Suivant-X

$$\text{On a : } M_{ser} = 117.3 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{D'où: } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left(d - \frac{y}{3} \right)} = \frac{117.3}{164.97 \left(0.45 - \frac{0.26}{3} \right)} = 19.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 19.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- Suivant-Y

$$\text{On a : } M_{ser} = 76.95 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{D'où: } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left(d - \frac{y}{3} \right)} = \frac{76.95}{164.97 \left(0.45 - \frac{0.26}{3} \right)} = 12.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 12.8 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- Sur appui
- Suivant X et Y

$$\text{On a : } M_{ser} = 69 \text{ KNm/ml}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{D'où: } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left(d - \frac{y}{3} \right)} = \frac{69}{164.97 \left(0.45 - \frac{0.26}{3} \right)} = 11.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 11.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

II.6.2.3. Condition de non fragilité

La quantité d'armature nécessaire pour les dalles soumises à la flexion simple et reposant sur les quatre coté doit être au minimum égale à :

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_t} \times \frac{3 - \alpha}{2} = 0.23 \times 1 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{3 - 0.78}{2} = 6.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En travée
- Suivant-X : $A_s = 19.56 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{s,\min} = 6.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- Suivant-Y : $A_s = 12.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{s,\min} = 6.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- Sur appui
- Suivant X et Y : $A_s = 11.5 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{s,\min} = 6.03 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

II.6.2.4. Vérification au cisaillement

➤ Suivant-X

On a : $T_u = V_u = 223.25 \text{ KN/ml}$

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{233.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0.518\text{MPa} \rightarrow \tau_u < \tau_{adm}$$

Le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

➤ Suivant-Y

On a : $T_u = V_u = 200 \text{ KN/ml}$

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{200 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0.44\text{MPa} \rightarrow \tau_u < \tau_{adm}$$

Le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

II.6.2.5. Ferrailage adopté

Le ferrailage adopté est celui de l'ELS avec un espacement :

- Sens X : $S_t \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $S_t \leq \min(4h ; 45) = 45 \text{ cm}$

➤ Choix des armatures

Tableau .II.4. Ferrailage de la dalle du radier

	Travée (armatures supérieures)			Appui (armatures inférieures)		
	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres/ml	$S_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres/ml	$S_t \text{ (cm}^2\text{)}$
Suivant-X	19.56	7Φ20	16.6	11.5	6 Φ16	20
Suivant-Y	12.8	7 Φ16	16.6	11.5	6 Φ16	20

II.6.3. Ferrailage des nervures

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé soumis à la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures.

En pratique, la transmission des charges du radier aux nervures se fait à partir de la méthode des lignes de rupture.

II.6.3.1. Méthode des lignes de rupture

Par commodité, lors des calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales sont remplacées par des charges uniformes équivalentes par unité de longueur.

- P_V = charge uniforme équivalente pour le calcul des efforts tranchants
- P_M = charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant
- $l_x ; l_y$: longueurs de travée
- q : charge uniformément répartie

Tableau.II.5.Transmission des charges

Elément	Trapèze	Triangle
P_V	$(1 - \alpha/2) \frac{q l_x}{2}$	$\frac{q l_x}{4}$
P_M	$(1 - \alpha^2/3) \frac{q l_x}{2}$	$\frac{q l_x}{3}$

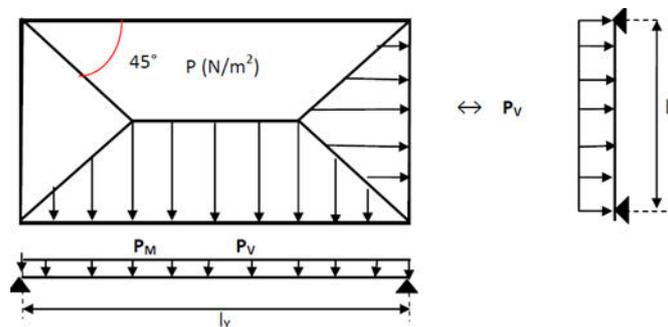


Figure II.5. Lignes de rupture d'un panneau de dalle

- A l'ELU : $q_u = \sigma_{moy} = 0.16 \text{ Mpa} = 160 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS : $q_s = \sigma_{moy} = 0.151 \text{ Mpa} = 151 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = \frac{q}{Q+q}$ donc : $\alpha = 0$, car il n'y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier ($Q=0$).

II.6.3.2. Calcul des sollicitations

On calcule la nervure la plus chargée suivant-X et suivant-Y.

➤ Suivant-X :

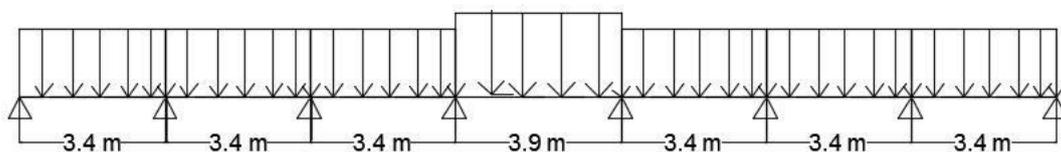


Figure II.6. Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-X

Tableau.II.6. Valeurs de P_M et P_V pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Longueur (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4

Les Valeurs de PM(KN/ml) Pour le calcul du moment fléchissant	ELU	272	272	272	312	272	272	272
	ELS	255.17	255.17	255.17	292.7	255.17	255.17	255.17
Les Valeurs de Pv(KN/ml) pour le calcul de l'effort tranchant	ELU	272	272	272	312	272	272	272
	ELS	255.17	255.17	255.17	292.7	255.17	255.17	255.17

➤ A l'ELU :

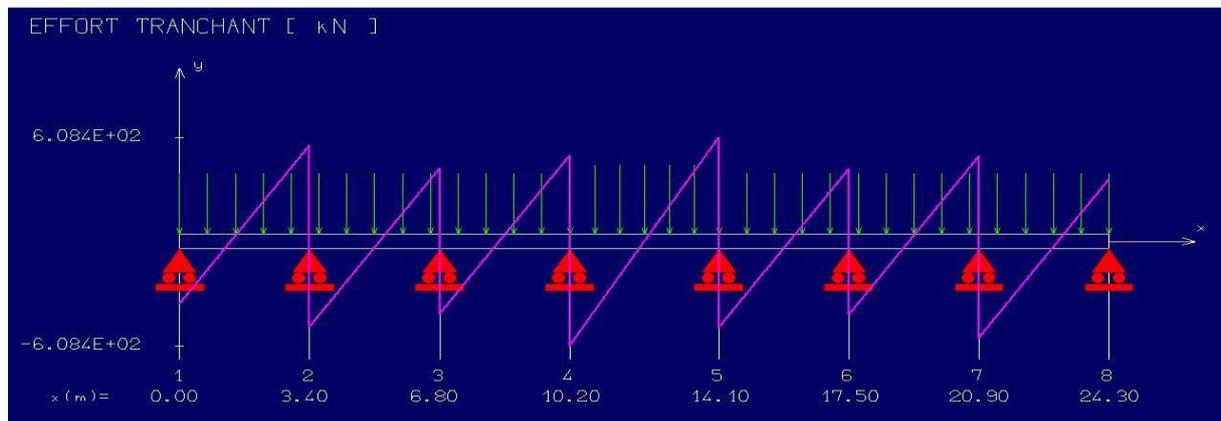


Figure.II.7. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELU

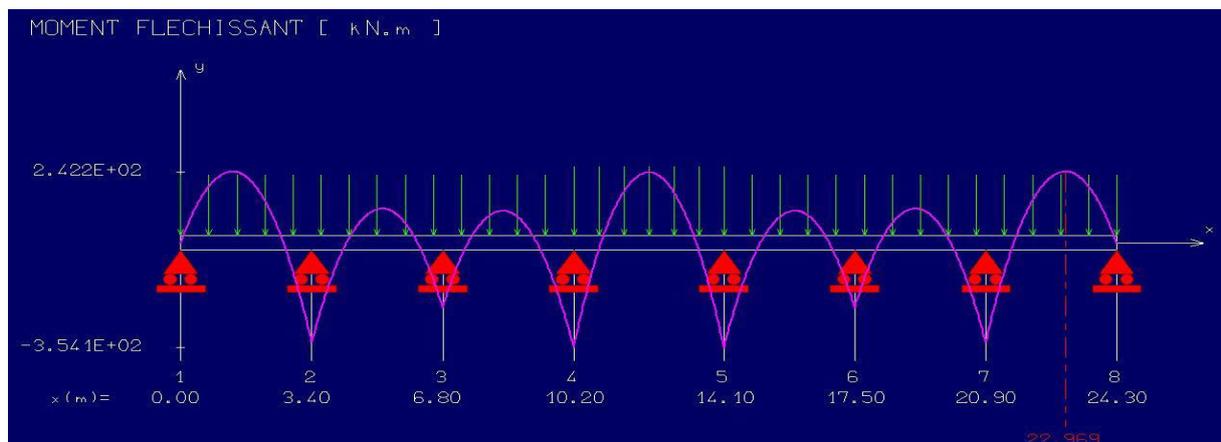


Figure.II.8. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELU

➤ A l'ELS

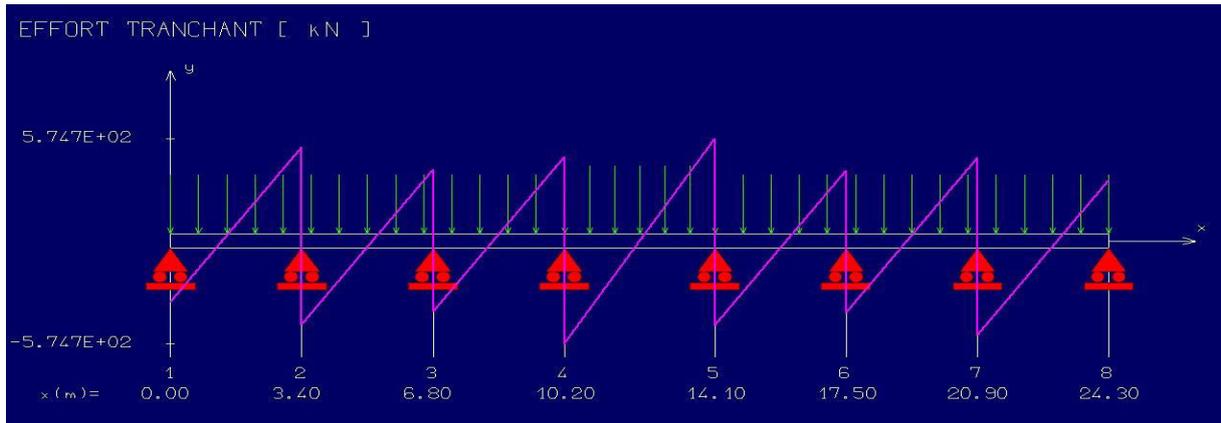


Figure.II.9. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELS

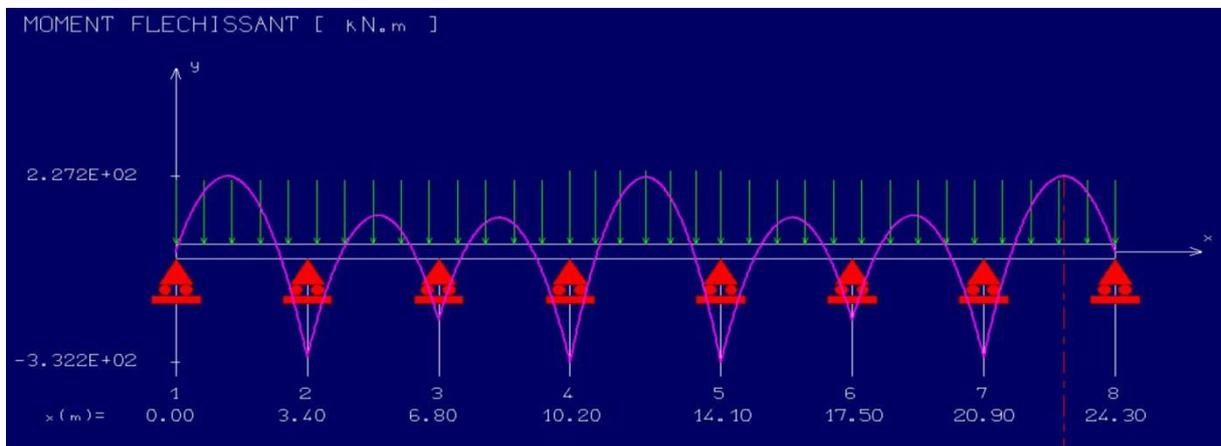


Figure.II.10. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELS

➤ Suivant-Y :

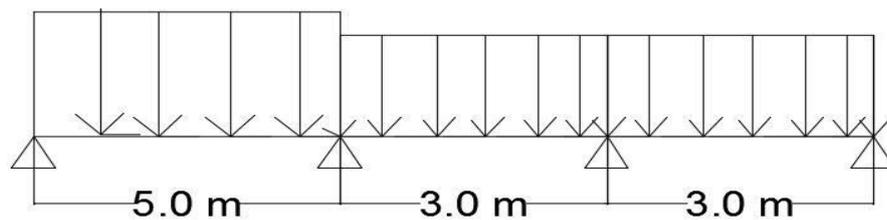


Figure.II.11. Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-Y

Tableau.II.7. Valeurs de P_M et P_V pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant

Travée	A-B	B-C	C-D
Longueur (m)	5.0	3.0	3.0

Les Valeurs de PM(KN/ml) Pour le calcul du moment fléchissant	ELU	400	240	240
	ELS	375.05	225.03	225.03
Les Valeurs de Pv(KN/ml) pour le calcul de l'effort tranchant	ELU	400	240	240
	ELS	375.05	225.03	225.03

➤ A l'ELU

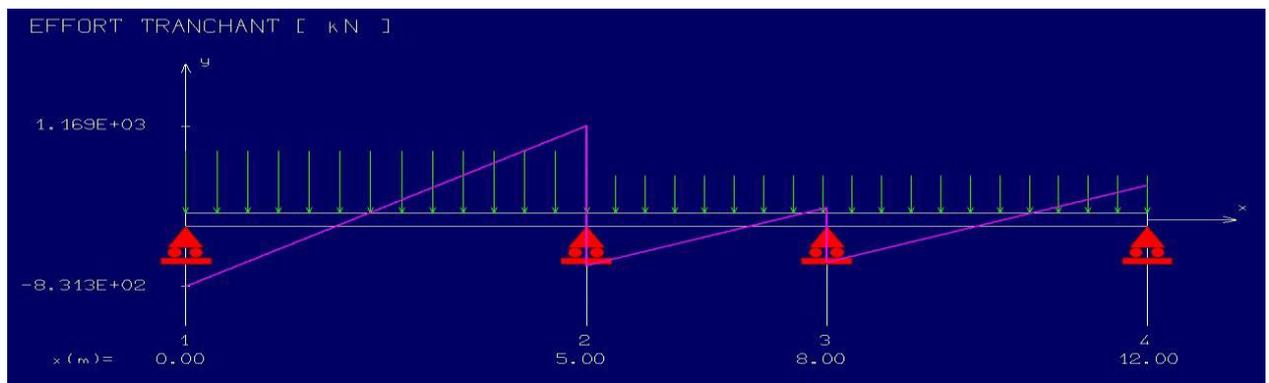


Figure VI.12. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELU

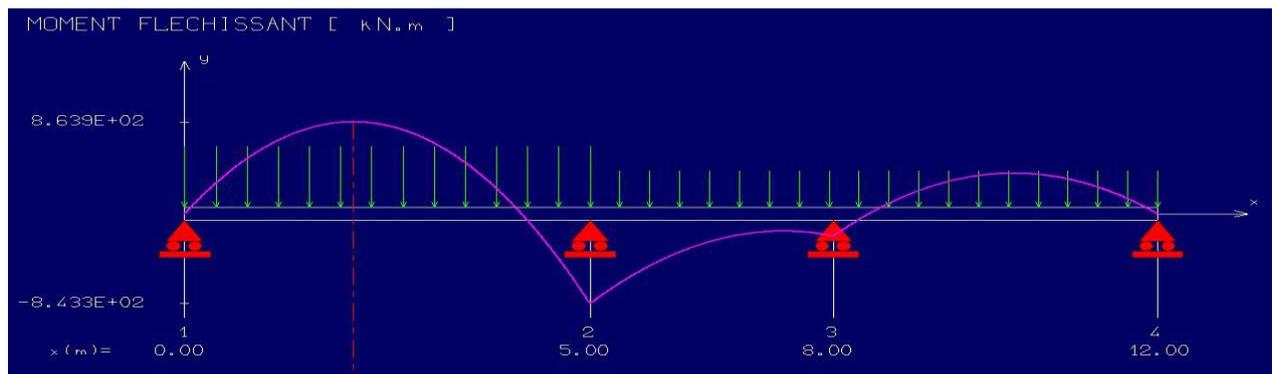


Figure.II.13. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELU

➤ A l'ELS

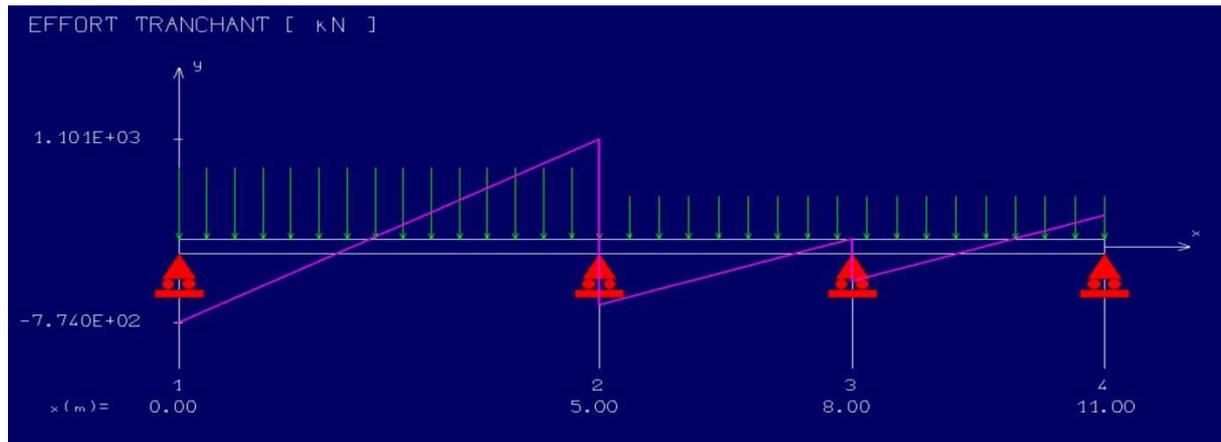


Figure.II.14. Digrammes de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELS

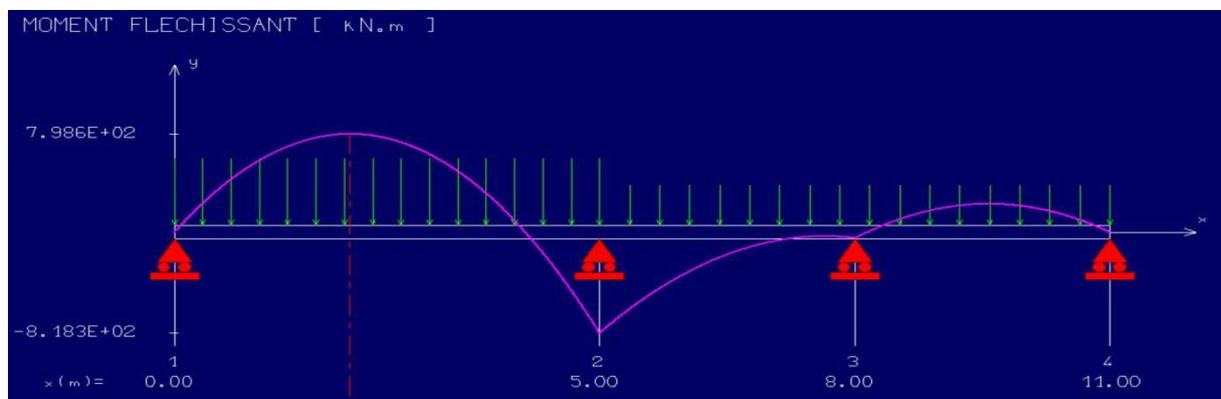


Figure.II.15. Digrammes du moment fléchissant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELS

Le tableau suivant résume les efforts maximaux au niveau des appuis et au niveau des travées avec lesquels le ferrailage sera calculé.

Tableau.VI.8. Valeurs max des efforts tranchant et moments fléchissant en travée et en appui

Sollicitation			Valeur maximale	
			Sur Appui	En Travée
Moment fléchissant	ELU	M (KN.m)	843.3	863.9
	ELS	M (KN.m)	790.7	810
Effort tranchant ELU		V (KN)	1168.75	

II.6.3.3. Calcul du ferrailage

➤ Dimensionnement des nervures

Les nervures étant orientées vers le haut (section en T inversé), au niveau des appuis puisque le moment fléchissant est positif la table ne participe pas à la reprise. En travée, le moment est négatif et la table se trouve dans la zone comprimée, nous aurons alors une section en T.

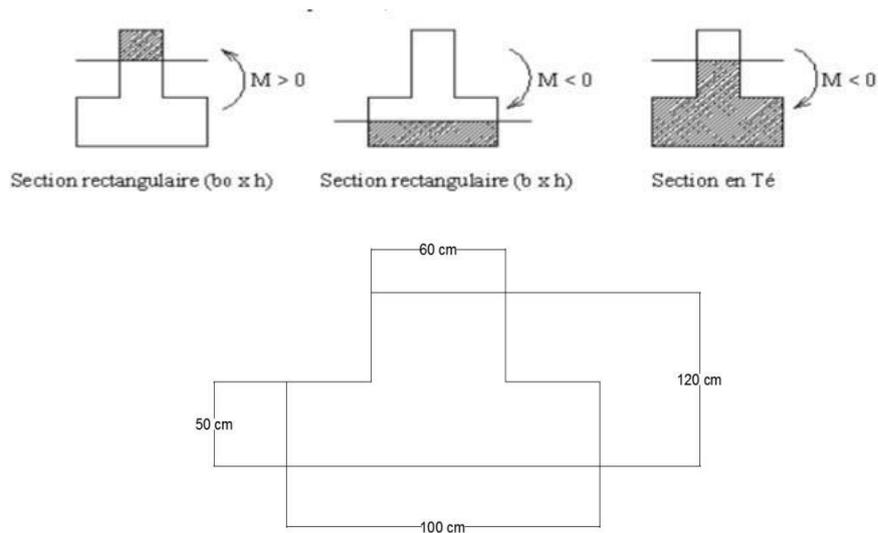


Figure.II.16. Schéma d'une coupe transversale de nervure

Avec :

- $h_{rad}=50\text{cm}$: correspond à l'épaisseur du radier,
- $b_0=60\text{cm}$: correspond à la plus grande dimension du poteau,
- $b=100\text{cm}$: largeur de la table à prendre en compte.
- $h_{nér}=120\text{cm}$: hauteur de la nervure.

La nervure la plus sollicitée est celle du sens-Y et elle est soumise à la flexion simple. Les nervures sont exposées aux intempéries, les fissurations sont donc très préjudiciables.

- Calcul du ferrailage

Tableau.II.9. Ferrailage en appui et en travée des nervures à l'ELU et à l'ELS

	ELU		ELS	
	M(KN.m)	As (cm ²)	M(KN.m)	As (cm ²)
En Travée	863.9	22.5	810	48.6
Sur Appui	843.3	21.6	790.7	46.2

- Condition de non fragilité (CBA /Article B5.3)

La quantité d'armatures doit être au moins égale à :

$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_t} = 0.23 \times 1 \times 0.6 \times \frac{2.1}{400} = 8.33 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_s > A_{s,min} = 8.33 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau.II.10. Résultats du ferrailage adopté en appui et en travée des nervures

	As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Choix des barres	As adoptée (cm ²)
En Travée	48.6	8.33	16Φ20	50.27
Sur Appui	46.2	8.33	15Φ20	47.12

- Armatures de peau (CBA /Article A.7.3)

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas on a : $h_{\text{ner}}=120 \text{ cm}$, on prend $2\Phi 14 \rightarrow A_s=3.07 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2$.

➤ Ferrailage transversal

- Diamètre des armatures d'âme

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

$$\Phi_t \leq \min(20; 34; 60) = 20 \text{ mm}$$

On prendra des armatures transversales de $\Phi 8$.

- Espacement :

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l \text{ min}}\right)$

$$S_t \leq \min(30; 24) = 24 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq 60 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 15 cm.

- Section minimale :

$$A_t \geq 0.4(b \times S_t)/f_e$$

$$A_t \geq 1.44 \text{ cm}^2$$

On prend : $6\Phi 8$ donc $A_{st} = 3.01 \text{ cm}^2$.

II.6.4. Etude du débord du radier

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie. Il est soumis à la flexion simple avec un enrobage de 5 cm (Fissuration très préjudiciable).

- A l'ELU : $q_u = \sigma_{\text{moy}} = 0.16 \text{ Mpa} = 160 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS : $q_s = \sigma_{\text{moy}} = 0.151 \text{ Mpa} = 151 \text{ KN/m}^2$
- Le débord a comme dimensions :
 - Une portée = **1m**.
 - Une hauteur = **0,5m**.
 - Une bande de largeur **1m**.

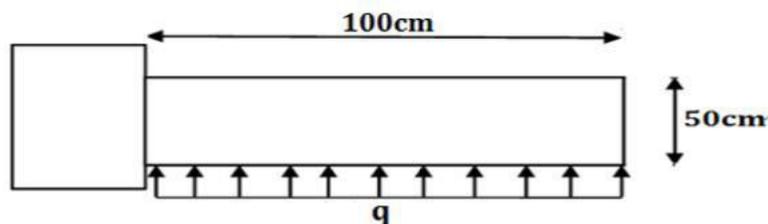


Figure.II.17. Schéma statique du débord

II.6.4.1. Évaluation des sollicitations de calcul

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

- Moment fléchissant

$$M = q \frac{l^2}{2}$$

- ELU : $M_u = 160 \frac{1^2}{2} = 80 \text{ KN.m.ml}$

- ELS : $M_s = 151 \frac{1^2}{2} = 75.05 \text{ KN.m.ml}$

- Effort tranchant

$$V = ql$$

- ELU : $V_u = 160 \times 1 = 160 \text{ KN.m.ml}$

- ELS : $M_s = 151 \times 1 = 151 \text{ KN.m.ml}$

Les sollicitations utilisées pour le calcul du ferrailage sont exprimées dans le tableau suivant :

Tableau.II.11. Actions et sollicitations agissant sur le débord du radier

	$V_{\max}(\text{KN/ml})$	$M_{\max}(\text{KN.m/ml})$
ELU	160	80
ELS	151	75.05

II.6.4.2. Calcul du ferrailage

- Calcul à l'ELU

Nous avons : $h = 0,50\text{m}$; $d' = 0,05\text{m}$ $d = h - d' = 0,45\text{m}$; $b = 1\text{m}$;

$f_{bu} = 14,17\text{Mpa}$; $f_{su} = 348\text{Mpa}$

Notons : $M_{\max} = M_u = 80 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{80 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,027 \leq 0,48$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,027}) = 0,034 < 0,259$$

$$\xrightarrow{\text{Pivot A}} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,034 \times 1 \times 0,45 \times 14,17}{348} = 4,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 4,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

- Calcul à l'ELS

- Calcul le moment résistant de la section M_{rb} (moment limite de service)

C'est le moment pour lequel : $\begin{cases} \sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s = \bar{\sigma}_s \end{cases}$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} y (d - \frac{y}{3})$$

Avec :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $f_e = 400\text{Mpa}$; (HA) et $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

$$y = \frac{15\sigma_{bc}d}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$$

$$y = \frac{15 \times 15 \times 0.45}{15 \times 15 + 164.97} = 0.26m$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.26 \left(0.45 - \frac{0.26}{3}\right) \times 10^3 = 708.5 \text{ KNm/ml}$$

$$\text{On a : } M_{ser} = 75.05 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{D'où: } A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left(d - \frac{y}{3}\right)} = \frac{75.05 \times 10^{-3}}{164.97 \left(0.45 - \frac{0.26}{3}\right)} = 12.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{sc} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_s = 12.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

II.6.4.3. Condition de non fragilité (CBA /Article B5.3)

$$A_{s,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.45 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_s = 12.52 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{s,\min} = 5.43 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.6.4.4. Vérification au cisaillement

$$\text{On a : } T_u = V_u = 160 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{160 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0.355\text{MPa} \rightarrow \tau_u < \tau_{adm}$$

Le béton suffit pour reprendre l'effort tranchant.

II.6.5. Ferrailage du débord

On adopte le même ferrailage du radier pour le débord, pour des raisons de sécurité ($A_s \text{ débord} < A_s \text{ radier}$) et pour des raisons de pratique de réalisation.

II.6.6. Ferrailage du radier général

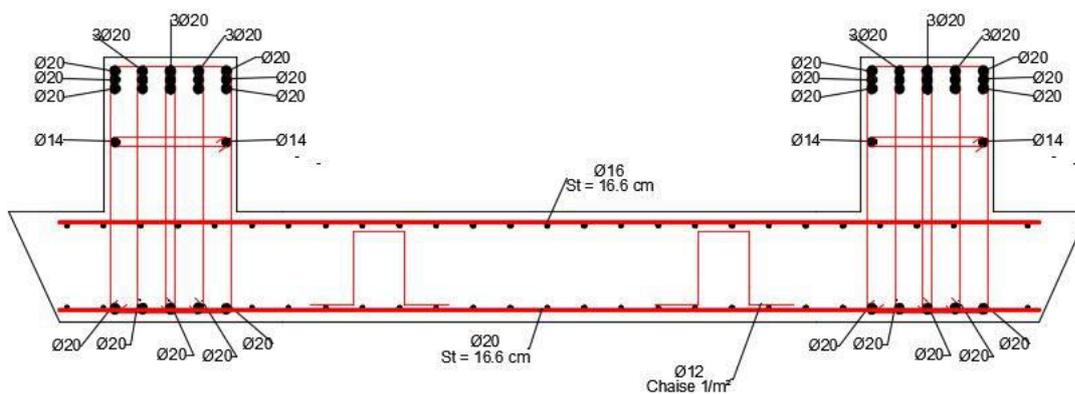


Figure.II.18. Vue en plan du ferrailage du radier dans le sens X-X

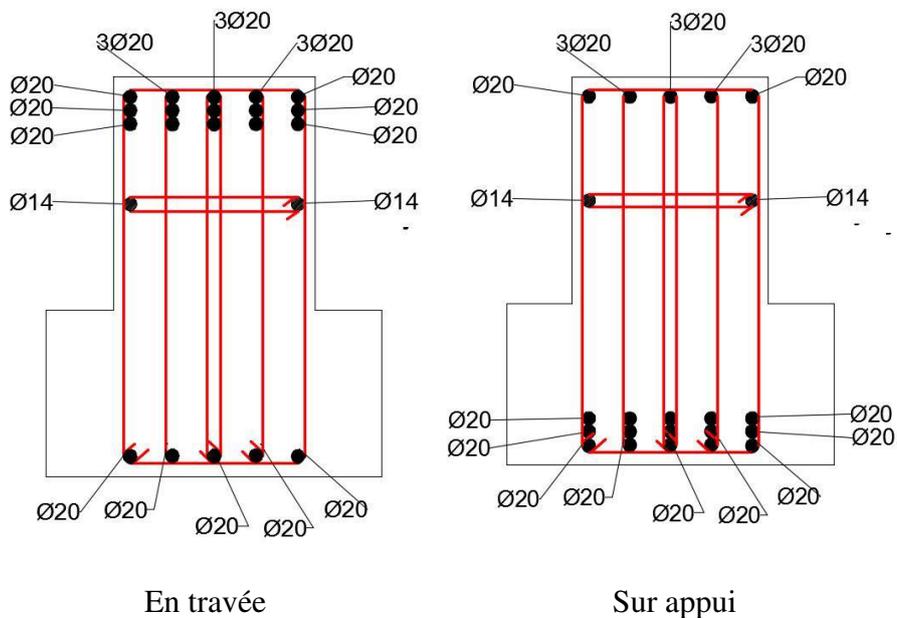


Figure.II.19. Coupe transversale du ferrailage de la nervure en travée et sur appui

II.7. Conclusion

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer lors du calcul et dimensionnement des structures.

Les combinaisons sismiques qui donnent les résultats les plus défavorables pour le dimensionnement des fondations influent directement sur le choix du radier comme type de fondation, afin d'assurer une meilleure répartition des contraintes sur le sol et aussi la stabilité de la super structure.

Conclusion Générale

Cette étude, m'a permis d'approfondir, de compléter et de mettre en application mes connaissances acquises tout au long de ma formation au sein de l'école nationale polytechnique, ainsi de prendre connaissance des différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Nous avons choisi comme type de fondation le radier général afin d'assurer une meilleure transmission des charges du bâtiment vers le sol d'assise et aussi pour assurer la stabilité de la superstructure.

Tout au long de cette étude, l'outil informatique a été très utile à l'élaboration de ce travail, ainsi que les recherches bibliographiques effectuées qui ont apporté un nouvel enseignement très fructueux.

En finalité, la conception de notre structure répond en majeure partie aux exigences techniques et architecturales d'une construction assurant la sécurité, l'économie et la durabilité conformément et rigoureusement aux normes en vigueur en Algérie (RPA99/ version 2003, D.T.R.C 2.4.1, BAEL 91).

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur, est de prendre des décisions tout au long de son étude afin de minimiser les risques et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait aux exigences architecturales et sécuritaires. Ce projet qui constitue pour moi une première expérience, m'a permis de progresser à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail de l'ingénieur mais également, dans l'étude et la conception des structures à grande hauteur fondées dans des zones de forte sismicité. Donc, il m'a préparé à une meilleure insertion dans le monde professionnel.

Références bibliographiques

[01] : C.G.S., D.T.R.B.C - 2.41 - Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, Alger 1994.181 p.

[02] : C.S.T.B., D.T.U. BAEL 91 révisé 99,1992 ,198 p.

[03] : C.G.S., D.T.R.BC - 2.48 - Règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003, Alger 2004, 84 p.

[04] : Mr. R. BOUTEMEUR, Cours béton armé, ENP Alger, 2010.90p.

[05] : Mme N. BAOUCHE, Cours de Structures en béton armé, ENP Alger, 2011,120p.

[06] : Mme N. BAOUCHE, Cours de Constructions Parasismiques, ENP Alger, 2011,101p.

[07] : Mr. Walid Ismail Azzaoui et Ryadh Nadji, Etude d'un bâtiment R+8+SS sur des fondations profondes, Génie civil, ENP Alger, Juin 2017.

[08] : Mr. Nabil CHELABI et M. Matinassa ZIANE, Etude d'un bâtiment R + 9 + 2ES + SS sur fondations profondes, Génie civil, ENP Alger, juin 2011, 93p.

Logiciels :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014,
- SOCOTEC, Version 1.01.026, 1998.
- RDM 6, Version 6.17, 2011.
- AutoCAD 2016.
- Microsoft office Word 2007.
- Microsoft office Excel 2007.