REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE «YAHIA FARES» MEDEA



Faculté des Sciences de la technologie

Département de Génie de la matiere

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME

MASTER EN GENIE CIVIL

Option : construction et matériaux

THEME

Etude d'un bâtiment (s.sol+R+06) à usage administratif

Réalisé par :

Difaoui Zakaria

Orabi Abd elmalek

Dirigé par :

Mr.menaa.L

PROMOTION 2015

Remerciement

Nous adressons nos sincères remerciements à notre promoteur Dr menaa. et pour sa confiance qu'il nous a témoigné. Son expérience, ses conseils, ses encouragements nous ont été très précieux, et nous ont permis de bien mener notre travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères envers les enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous ne saurions oublier nos amis de la promotion. Par leurs encouragements et le temps qu'ils nous ont consacré et à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet.

Remerciement

Nous adressons nos sincères remerciements à notre promoteur Dr menaa. et pour sa confiance qu'il nous a témoigné. Son expérience, ses conseils, ses encouragements nous ont été très précieux, et nous ont permis de bien mener notre travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères envers les enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous ne saurions oublier nos amis de la promotion. Par leurs encouragements et le temps qu'ils nous ont consacré et à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet.

Dédicaces

A celle que j'aime le plus au monde: ma mère qui m'a fait ce que je suis et à mon père qui ne sera jamais mis a l'oubli;

A mon frère Mohamed; et mes sœur;

Je suis reconnaissant à mon binôme et compatriote du projet de fin d'étude difaoui zakaria pour les moments de découverte et de compréhension communs et pour notre sincère amitié.;

A mes tantes, oncles, cousines et cousins .

A toute ma famille et nos proches;

Tous le respect et gratitude à tous mes enseignants, spécialement du département de génie civil de l'université de medea.

A toutes mes amis sans exception;

A toute la promotion 2015;

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.

Abd elmalek

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع اداري و تجاري تتألف من طابق ارضي +6 طوابق + طابق سفلي, يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل**(RPA99 version 2003)**

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة .دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج **(SAP2000.V17)** .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر **modifié** **(RPA 99 version 2003, BAEL 91 99)**.

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة **sap 2000.v17**

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساس عام

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage administrative et commercial de R+6étages+1 sous sol qui sera implantée dans la wilaya d'Alger, classée en zone **III** selon le règlement parasismique Algérien **(RPA 99 version 2003)**.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **(SAP 2000.V17)**.

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir **(BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003)**.

Le ferraillage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferraillage **robot expère**

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for administration and shopping use of R+6 floors +1 underground which will be located in the Wilaya of Algiers, classified in zone **III** according to the Algerian payment parasismic **(RPA 99 version 2003)**.

The beams, the columns and the walls ensure the stability of the structure. The study and the analysis of this project had been established by the software **(SAP 2000.V17)**.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing **(BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003)**.

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **robot expére**

The foundation system is consisted by rib raft foundation

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

Figure I.2 : Diagramme contraintes déformation à l'ELS.

Figure I.3 : Diagramme contraintes -déformation de l'acier à l'ELU

Figure II.1 : Flèche de la dalle

Figure II.2 : Dalle à corps creux.

Figure II.3 : Plancher terrasse

Figure II.4: Poutre en section Té

Figure II.5 : la largeur de la dalle qui travaille avec la poutre

Figure II.6 : schéma statique de la poutre sous les charges P1&P2

Figure II.7 : flèche maximale due au poids propre

Figure II.8 : schéma statique de la poutre sous la charge P1

Figure II.8 : schéma statique de la poutre sous la charge P1

Figure II.9 : schéma statique de la poutre sous la charge P2

Figure II.10 : schéma statique sous la charge PP et P1 et P2

Figure II.11 : flèche maximale due au poids propre et P2

Figure II.12 : flèche maximale due au charge P1

Figure II.13 : Schéma indique le poteau central le plus sollicité

Figure II.14. Poteau de rive le plus sollicité

Figure II .15: poteau d'angle le plus sollicité

Figure II.16 : le poteau central le plus sollicité

Figure II.17 : poteau central le plus sollicité

Figure II.18 : poteau de rive le plus sollicité

Figure II.19 : Coupe de voile en élévation

Figure III.1.1: Schéma représentatif de l'acrotère

Figure III.1.2 : sollicitations de l'acrotére

Figure III.1.3 : *Diagramme* des efforts

Figure.III.1.4 : Section de B.A à l ELU

Figure.III.1.5 : Position de l'axe neutre à l ELS

Figure III.1.6 *:* disposition constructive des armatures de l'acrotère

Figure III.2.1: Dimension du corps creux

Figure III.2.2.: dimensions de la poutrelle

Figure.III.2.3: Schéma statique de la poutrelle à deux travées

Figure III.2.4. : Diagrammes des moments (kN.m)

Figure III.2.5. : Diagrammes des moments (kN.m)

Figure III.2.6: schéma statique de la poutrelle à trois travées

Figure III.2.7 : schéma statique de poutrelle a quatre travees

Figure III.2.8 : Schéma statique de la poutrelle a cinq travées

Figure III.3. : Dimensions de l'escalier

Figure III.3.1 : Schéma statique de d'escalier type 1

Figure III.3.2:Vue en plan de l'escalier type 1

Figure III.3.3:Vue en élévation de l'escalier type 1

Figure III.3.4: Evaluation Des Charges

Figure III.3.5 : Schéma statique de la poutre palière

Figure III.3.6 : Schéma statique de chargement de la poutre

Figure III.3.7 : Schéma statique d'escalier type 2

Figure III.3.8 : Vue en plan de l'escalier type2

Figure III.3.9:Vue en élévation de l'escalier type 2

Figure III.3.10 : Evaluation Des Charges

Figure III.3.11: Schéma statique de la poutre palière d'escalier type 2

Figure III.3.11 : Schéma statique de chargement de la poutre

Figure IV : spectre de repense

Figure IV.1 : Modèle 1.

Figure IV.2 : Modèle 2.

Figure V.1 : Ferraillage des poteaux de sous sol

Figure V.2 : Ferraillage des poteaux de parier 1

Figure V. 3 : ferraillage des poteaux partie 2

Figure V.4 : arrêt des barres

Figure V.5 : Ferraillage des poutres longitudinale d'une partie 1

Figure V.6.ferraillage des poutres transversales d'une partie 1

Figure V.7. Ferraillage des poutres longitudinales d'une partie 2

Figure V.8 : ferraillage des poutres transversales d'une partie 2

Figure .V.9 : état d'un mur en compression

Figure. V.10 : disposition des armatures de l'âme du voile

Figure. V.11 : état de contraintes dans un mur

Figure .V. 12 : longueur minimale des éléments de rive confinés

Figure .V.13 : détail de confinement de l'élément de bord ou de rive

Figure. V.14 : hauteur de la zone critique

Figure .V.15 : détail de ferraillage longitudinal et transversal de l'âme et de confinement

De bord

Figure. V.16 : Section de voile à étudier

Figure. V.17 **:** Détail de ferraillage du voile, coupe horizontale à la base du voile

Figure VI.1**.** Dimensions de la semelle isolée

Figure VI.2: l'interférence entre deux semelles isolée)

Figure VI.3.: semelles filantes

Figure VI.4: Disposition des nervures

Figure VI.5.Schéma statique du bâtiment

Figure VI .6.contraintes sous le radier

Figure VI.7.Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Figure VI.8.ferraillage du radier de la partie 1

Figure VI.9.ferraillage du radier de la partie 2

Figure VII.10.ferraillage des nervures de la partie 1

Figure VII.11.ferraillage des nervures de la partie 2

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Dimensions finales des poutres

Tableau II.2. : Dégression des surcharges d'exploitations partie 1

Tableau II.3. : Dégression des surcharges d'exploitations partie 2

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux

Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux de rive

Tableau II.6 : choix des sections des poteaux d'angle

Tableau II.7 : Choix final des sections des poteaux carrés de la partie 1

Tableau II.8: choix des sections des poteaux centraux type 1

Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux centraux type 2

Tableau II.10: Choix des sections des poteaux de rive

Tableau II.11: Choix des sections des poteaux d'angle

Tableau II.12 : Choix final des sections des poteaux carrés de la partie 2

Tableau III.1.1 : Moments sur appuis (kN.m)

Tableau III.1.2 : Moments en travée.

Tableau III.1.3 : Moments sur appuis

Tableau III.1.4 : Moments en travées.

Tableau III.1.5 : Moments sur appuis

Tableau III.1.6 Moments en travées.

Tableau III.1.7: Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELU 1° cas

Tableau III.1.8 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELU 2° cas

Tableau III.1.9 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELU 3° cas

Tableau III.1.10 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELS 1° cas

Tableau III.1.11: Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELS 2° cas

Tableau III.1.12 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELS 3° cas

Tableau III.1.13 : Moment Sur Appuis

Tableau III.1.14 : Moment Sur Appuis

Tableau III.1.15: Calcul des sections d'armatures en travée

Tableau III.1.16: Calcul des sections d'armatures sur appui

Tableau III.1.17 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Tableau III.1.18: Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et sur appui

Tableau III.1.19 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et sur appui

Tableau III.2.1 : Calcule des moments

Tableau III.2.2 : Ferraillage de la dalle pleine

Tableau III.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.2.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche

Tableau III.2.5 : Ferraillage de la dalle en travée (sens L_x)

Tableau.III.2.6 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

Tableau III.2.7: Récapitulatif du calcul de la flèch

Tableau.III.2.8: Ferraillage de la dalle en travée (sens L_x)

Tableau.III.2.9: Ferraillage de la dalle en travée (sens L_y)

Tableau.III.2.10 : Ferraillage de la dalle sur appuis

Tableau.III.2.11 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

Tableau III.2.12 : Récapitulatif du calcul de la flèche

Tableau III.3.1 : Charge à l'ELU et l'ELS de 1er type d'escalier

Tableau III.3.2 : Calcul des efforts internes

Tableau III.3.3 : Ferraillage de l'escalier type 1

Tableau III.3.4: Vérification à l'E.L.S

Tableau III.3.5 : Vérification de la flèche d'escalier type 1

Tableau III.3.6: Charge à l'ELU et l'ELS de la poutre palière d'escalier type 2 :

Tableau III.3.7: Calcul des efforts internes

Tableau III.3.8 : Vérification a l'ELS

Tableau III.3.9 : Vérification de la flèche de 2ereretype d'escalier

Tableau III.3.10 : Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.3.11: Charge à l'ELU et l'ELS de 2emme type d'escalier

Tableau III.3.12: Calcul des efforts internes

Tableau III.3.13: Ferraillage d'escalier type 2

Tableau III.3.14 : Vérification a l'ELS

Tableau III.3.15 : Vérification de la flèche de 2emme type d'escalier

Tableau III.3.16 : Charge à l'ELU et l'ELS de poutre de palière de 2eme type d'escalier

Tableau III.3.17 : Calcul des efforts internes

Tableau. IV.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

Tableau IV.2 : calculs des déplacements inter étages du modèle initial

Tableau IV.3 . Période et facteurs de participation massique de la 2ème modèle

Tableau IV.4 . Calcul des déplacements inters-étages de la 2ème modèle

Tableau IV.9 . Récapitulatif

Tableau. V.1 : Ferraillage des poteaux en situation durable *(N, M*)

Tableau .V.2 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Tableau .V.3 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Tableau .V.4 : Ferraillage des poteaux en situation durable *(N,M)*

Tableau .V.5 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Tableau .V.6 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Tableau .V.7 : choix des armatures de 1er partie

Tableau .V.8: choix des armatures de 2ème partie

Tableau .V.9 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 1er partie

Tableau .V.10 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 1er partie

Tableau .V.11 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 2ème partie

Tableau .V.12 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 2ème partie

Tableau .V.13 : vérification vis-à-vis de l'effort tranchant de 1er partie

Tableau .V.14 : vérification vis-à-vis de l'effort tranchant de 2ème partie

Tableau .V.15 : espacement transversales de 1er partie

Tableau .V.16 : espacement transversales de 1er partie

Tableau .V.17 : choix des armatures transversales de 1er partie

Tableau .V.18 : choix des armatures transversales de 2ème partie

Tableau V .19.Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Tableau V.20. Ferraillage des poutres longitudinales (accidentelles)

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres longitudinales

Tableau V.22.Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Tableau V.23.Ferraillage des poutres transversales (situation accidentelle)

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres transversales

Tableau V.25.Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Tableau V.26.Ferraillage des poutres longitudinales (situation accidentelle)

Tableau V.27 : Ferraillage des poutres longitudinales

Tableau V .28. Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Tableau V.29.Ferraillage des poutres transversales (situation accidentelle)

Tableau V.30 : Ferraillage des poutres transversales

Tableau V.31: Choix des armatures pour les poutres longitudinales

Tableau V.32: Choix des armatures pour les poutres transversales

Tableau V.33: Choix des armatures pour les poutres longitudinales

Tableau V.34: Choix des armatures pour les poutres transversales :

Tableau V.35 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Tableau V.36 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Tableau V.37: Vérification thermique des poutres à l'ELS

Tableau V.38 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Tableau V.39 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres longitudinales

Tableau V.40 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres transversales

Tableau V.41 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres longitudinales

Tableau V.42 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres transversales

Tableau V.43: Vérification des poutres longitudinales à l'ELS

Tableau V.44: Vérification des poutres transversales à l'ELS

Tableau V.45: Vérification des poutres longitudinales à l'ELS

Tableau V.46: Vérification des poutres transversales à l'ELS

Tableau V.47: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres longitudinales

Tableau V. 48: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres transversales

Tableau V.49: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres longitudinales

Tableau V.50: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres transversales

Tableau V.51.: Calcul des armatures transversales

Tableau V.52: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Tableau V.53: Vérification de la section d'armatures des poutres transversales

Tableau V.54:Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Tableau V.55 : Vérification de la section d'armatures des poutres transversales

Tableau V.56 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres longitudinales

Tableau V.57 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres transversales

Tableau V.58 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres longitudinales

Tableau V.59 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres transversales

Tableau V.60: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Tableau V.61: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Tableau V.62: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Tableau V.63: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Tableau V.64: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Tableau V.65: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Tableau V.66: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Tableau V.67: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Tableau V.68.Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Tableau V.69. Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Tableau V.70 : Vérification des poutres transversale à l'ELS

Tableau V.71.Vérification des poutres transversale à l'ELS

Tableau V.72 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres longitudinales

Tableau V.73. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres transversales

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques

Tableau VI.2 : Classification du sol selon L.C.P.C

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats des essais mécaniques

Tableau VI.4 : Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

Tableau VI.5 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

Tableau VII.1. Contrainte sous le radier l'ELU

Tableau VII.2. Contrainte sous le radier l'ELS

Tableau VII.3 .Choix Des Armatures

Tableau VII.4 .vérification des contraints à l'ELS

Tableau VII.5 .Choix Des Armatures

Tableau VII.5. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.6. Choix des armatures des nervures longitudinales

Tableau VII.7. Choix des armatures des nervures transversales

Tableau VII.8.vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.9. Choix des armatures des nervures longitudinales

Tableau VII.10. Choix des armatures des nervures transversales

Tableau VII.11.vérification des contraintes

Tableau VII.12.espacement transversales des nervures

Tableau VII.13.choix des armatures transversales des nervures

Tableau VII.14 : Ferraillage du voile périphérique

Tableau VII 15 : Vérification des contraintes à l'ELS

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $ø$: Diamètre des armatures, mode propre.
- 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.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.

- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

SOMMAIRE

CHAPITRE I: INTRDUCTION

I.1. Introduction……..1

I.2. Présentation de l'ouvrage…….1

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……2

I.4. Hypothèses de calcul……..7

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. introduction……9

II.2.Prédimensionnement des planchers……..10

II.3. Evaluation des charges et surcharges……..11

II.4. Pré dimensionnement des portiques……14

II.4.1.1. Les poutres……..14

II.4.1.2. Les poteaux……21

II.4.2. Les voiles……..36

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère …….. ……37

III.2. Etude et calcul des planchers…… ……43

III.3. Calcul des escaliers ……83

.

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE SISMIQUE

IV.1. Introduction……..113

IV.2.Caractéristiques dynamiques propres ……113

IV.3 Modélisation de la structure ……..114

IV.3.1. Modélisation de la régidité……..114

IV.3.2. Modélisation de la masse……115

IV.3.3.Caractéristiques géométriques et massiques …… ……..115

IV.4. étude sismiques……116

IV4.1 introduction……116

IV4.2choix de la méthode de calcule ……116

IV4.3 Vérification Des Déplacements Inter Etage ……121

IV4.3 interprétation des résultats……122

IV4.5. Récapitulatif ……128

IV4.6. conclusion……..129

CHPAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction……130

V.2. Ferraillage des poteaux……130

V.3. Ferraillage des poutres……149

V.4. Ferraillage des voiles……..172

CHAPITRE VII: ÉTUDE DES FONDATIONS

VII..1. Introduction……..192

VII.2. objectif assurée par les fondation ……..192

VII.3 classification des fondation ……192

VII.4.calcul des fondation ……192

VII.5. semelle isolée…….. ……193

VII.6 Semelles filantes……194

VII. 7. Radier général……195

VII. 7.1. introduction……195

VII. 2.7.2.surface necessaire……196

VII.7.3 pré dimensionnement de radier……196

VII.7.4. caractéristique géométrique du radier…. …….200

VII.7.5.. vérification de stabilité de des radier….. ……200

VII.7.6. calcule de contrainte ……202

VII.7.7. ferraillage de radier ……204

VII.7.8 ferraillage des nervures ……209

VII.7.9 armature de peau…… ……214

VII.8. étude de voile périphérique ……214

<u>CHAPITRE VIII:</u> COCLUSION

Conclusion……..222

Bibliographie

Annexes

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans…etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Notre projet porte sur l'étude d'une structure (RDC+*6*+*1***SS**) à usage multiple (administration, commerce), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Dans le chapitre III nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les planchers , les escalier.).

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par le **SAP2000 version.17, qui est** un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Le ferraillage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l`étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le chapitre V.

Le chapitre VI consiste à exploiter les résultats de l'étude précédent dans le dimensionnement et le ferraillage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'une batiment (*RDC+6+1SS*) à usage multiple (commerce et bureau administratif), l'ouvrage sera implanté à Alger qui est classé comme zone de sismicité élevée (*Zone III*) selon le classement des zones établies par le Règlement Parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003)*.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment.

Cette structure est composée de
- 6 étages à usage bureau administratif
- rdc & mezzanine à usage commercial
- 1 sous sol à usage de parking

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment	*26.1m*
Hauteur de sous sol	3.15 *m*
Hauteur du rez-de-chaussée + la mezzanine	*6,30m*
Hauteur de l'étage courant	3.30

Dimensions en plan

Longueur totale	*39,70 m*
Largeur totale	*33.75 m*

I.2.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte portiques/voiles avec interaction ».

I.2.3. Classification du bâtiment selon *(RPA 99 versions 2003*)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « *groupe 1B* », Car il est à usage de bureau recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.

I.2.4. Plancher

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux pour les étages courants.
- Plancher en dalle pleine (la dalle du sous sol, et quelques panneaux irréguliers).

I.2.5. Escalier

La structure comporte plusieurs types d'escaliers :

- Le premier type d'escalier démarre de sous sol jusqu'à la dernière étage , il est constitué de quatre volées.
- Le deuxième type d'escalier démarre du RDC jusqu'au dernier étage il est composé de Quatre voles volées

I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (*15 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de *10 cm* d'épaisseur

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.3.1. Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

La composition courante de $1m^3$ de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l (17-19 KN/ m^3) de sable $Dg \leq 5$ mm
- 800 l (17 KN/ m^3) de gravillon 5 mm $\leq Dg \leq$ 25 mm
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton

b.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «*J*» jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

$$j \leq 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685\, f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$

Pour notre étude $f_{c28} = 25MPa$

b.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$$

$f_{c28} = 25MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}10MPa$

c. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « *Young* ou *module de déformation longitudinal* », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{\frac{1}{3}} \qquad (f_{cj}\ et\ E_{ij}\ en\ MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}»

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10818{,}90MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \quad avec = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : Allongement\ relative\ de\ la\ \text{section}\ transversale. \\ \frac{\Delta L}{L} : Allongement\ relative\ de\ la\ \text{section}\ longitudinale. \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

$* \nu = 0\ à\ l'ELU\ (béton\ fissuré)$

$* \nu = 0{,}2\ à\ l'ELS\ (béton\ non\ fissuré)$

e. Poids volumique

Nous adoptons la valeur $\rho = 25kN/m^3$

f. Les contraintes limites de calcul

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} \qquad avec\ \ \gamma_b : \text{Coefficien t de sécurité}$$

Tel que

	γ_b	f_{bu} *(MPa)*
situations durables ou transitoires	1,50	14,17
situations accidentelles	1,15	18,48

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

La valeur de θ est donnée par le tableau suivant

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	θ
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0,90
< 1 h	0,85

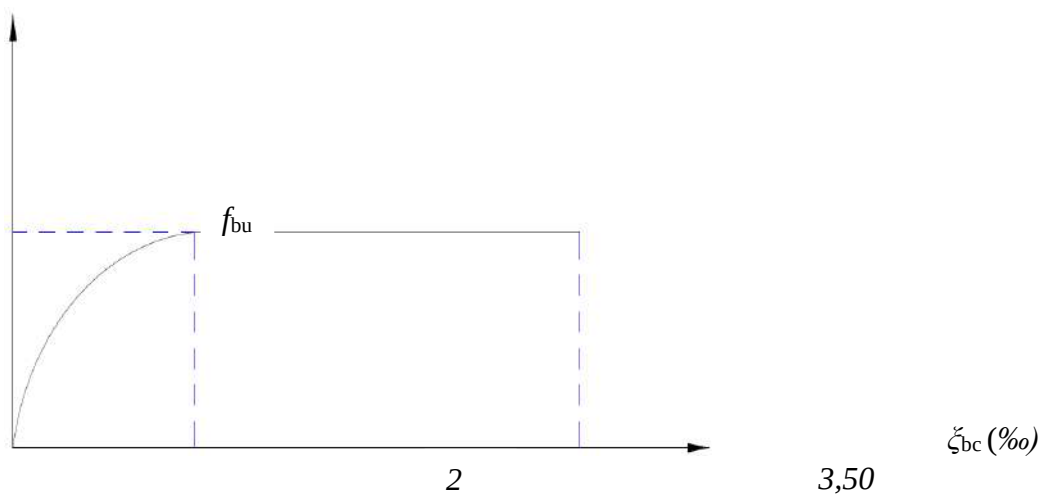


Figure. I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$

$$f_{c28} = 25MPa \text{ on trouve } \sigma_{bc} = 15MPa$$

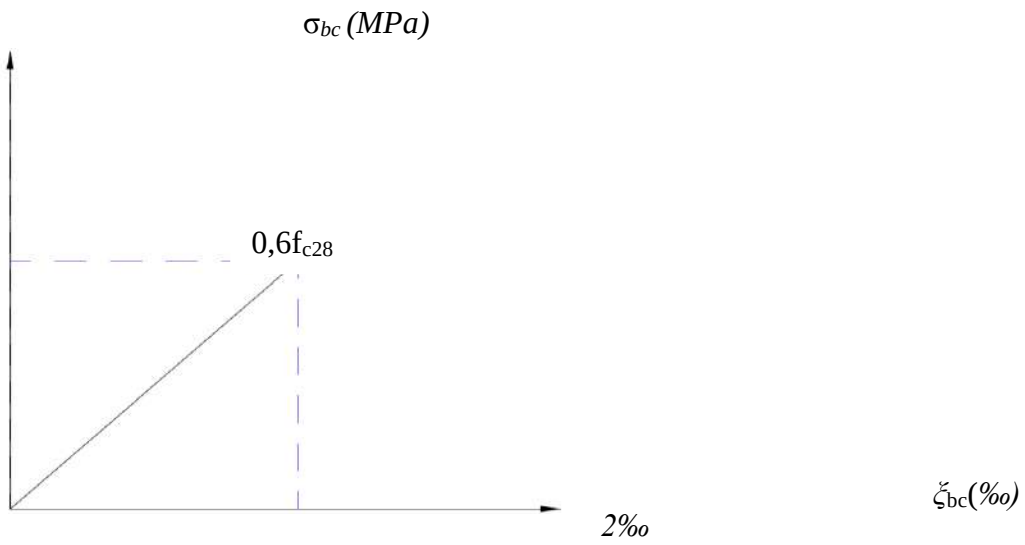


Figure. I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. Aciers

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (∅) *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) *FeE40 et FeE50.*

- Treillis soudés (TS) *TLE52 ∅ =6 mm* pour les dalles.

a. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L) *FeE24* (f_e=*235MPa)*
- Barres à haute adhérence (HA) f_e =*400MPa et* f_e =*500MPa*.
- Treillis soudés (TS) f_e= *520MPa*.

b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2{,}10.10^5 MPa$

c. Les contraintes limites de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant

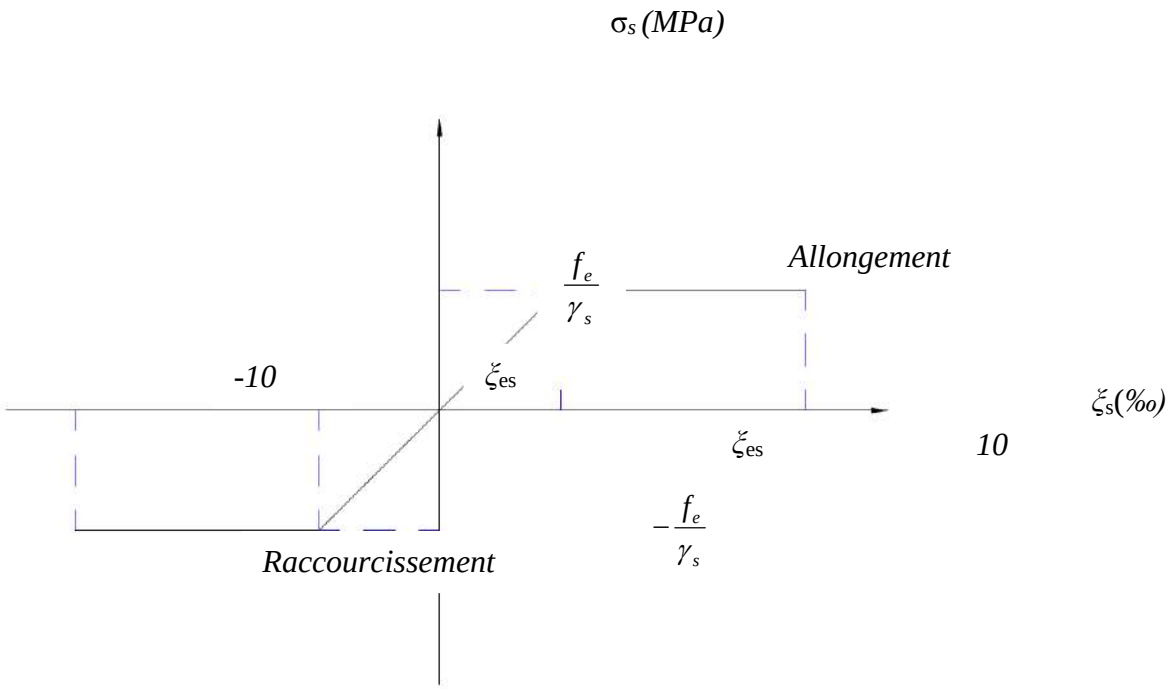


Figure. I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ξ_{bc} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \dfrac{\Delta L}{L}$

$$\rightarrow \xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier, $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s : \text{Coefficien t de sécurité de l' acier}, \quad \gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 \text{ Cas des situations durable ou transit oires} \\ 1{,}00 \text{ Cas des situations accidentel les} \end{cases}$$

Pour les aciers *FeE400*, $\zeta_{es} = 1{,}74\,‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; Max(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right) = \xi \ (MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0{,}8\xi \ (MPa)$

} BAEL91

Avec :

$$\eta : \text{Coefficien t de fissuratio n}, \quad \eta = \begin{cases} 1{,}00 \text{ pour les aciers ronds lisse} \\ 1{,}60 \text{ pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté *" n "* *avec*

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} \text{n} : \text{Coefficien t d'équivalenc e} \\ \text{E}_\text{s} : \text{Module de déformatio n de l' acier} \\ \text{E}_\text{b} : \text{Module de déformatio n du béton} \end{cases}$$

I.4. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à *3,5‰* en flexion simple ou composée et à *2‰* dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à *10‰.*
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à

  - Rond lisse
    - σ_s=*204,34MPa Situation durable*
    - σ_s=*235MPa Situation accidentelle*
  - Haute adhérence
    - σ_s=*348MPa Situation durable*
    - σ_s=*400MPa Situation accidentelle*

- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰.

CHAPITRE II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENETS ET EVALUATION DES CHARGES

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « ***BAEL 91*** » et le « ***RPA99 version 2003*** », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 Prédimensionnement Des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers dalle pleine et corps creux.

II.2.1. Plancher à Dalle Pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Dalle reposant sur quatre côtés

- ***Condition de sécurité contre l'incendie*** [6] (page 30)
  - e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
  - e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

- ***Condition d'isolation acoustique***

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm

- ***Résistance à la flexion***

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés a une portée égale à : L_x= 5,60m

Ceci engendre

560 / 50 ≤ e ≤ 560 / 40 ⇨ 11,20 cm ≤ e ≤ 14,00 cm

e = 12 cm

Alors on adopte :

e = 15 cm

• ***Condition De Flèche*** **[1] (page 128)**

Nous devons vérifier que : $F_{max} \leq \overline{F}$

- $F_{max} \leq \frac{L}{500}$ si la portée L est au plus égale à 5m
- $F_{max} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5$ si la portée L est supérieure à 5m (L en cm)

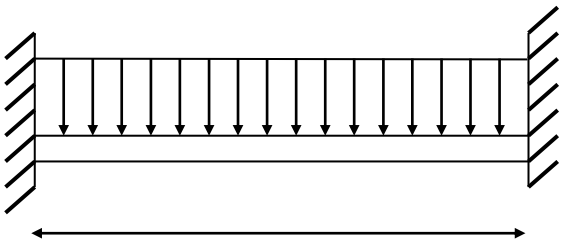
Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur b = 1m avec une épaisseur ;

e = 15cm. Supposée travaillant comme une poutre encastre sur les deux extrémités.

D'après le calcul, la flèche est non vérifiée, alors on prend e=20 cm.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$



Avec : F_{max} : Flèche maximale du plancher.

L : portée du plancher = 5,50m

Figure II.1 : Flèche de la dalle

e : épaisseur du plancher.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12}$.

$$I = \frac{1000 \times 200^3}{12} = 666{,}66 \times 10^6 \text{ mm}^4\text{; E = 32164,2 MPa}$$

$$\overline{F} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = 1{,}05\text{cm}$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé, voir descente de charge)

Charge permanente (RDC) : G = 7,54 KN/m²

Surcharge d'exploitation : Q=2,5 KN/m²

q = (G + Q) × b ⇒ q = 10,04 KN/ml

$$F_{max} = \frac{5 \times 10{,}04 \times (5500)^4}{384 \times 32164{,}2 \times 666{,}66 \times 10^6} = 5{,}57mm$$

$$F_{max} = 5{,}57mm \leq \overline{F} = 10{,}5mm \text{.....}$$

Condition vérifiée

D' après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur **e = 20 cm**, pour toutes les dalles.

b. dalle machine

On prend l'épaisseur de la dalle machine **e=25 cm**

*II.*2.2. Planchers a corps creux

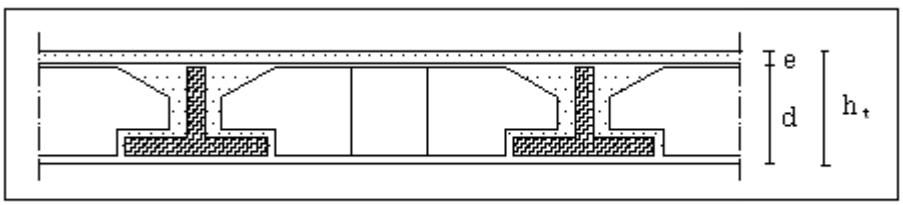


Figure II.2 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Prédimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante : $h \geq \frac{L}{22{,}5}$

Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression+corps creux .

L : la portée maximale de la poutrelle

On a: L = 540– 40 =500 cm alors $h \geq 22{,}22$

Donc on adopte une épaisseur de: 24cm

On prend : h = (20+4) cm

II.3. Evaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Charges Permanentes

II.3.1.1 Plancher Terrasse Inaccessible

*a- **Planchers à corps creux***

désignation de l'élément	**ρ(KN/m³)**	**Ep (cm)**	**G (KN/m²)**
Protection en gravillons	17	5	0,85
étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	12	2,64
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle corps creux	/	24	3,00
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	**6.97**

G=6,97 kN/m²

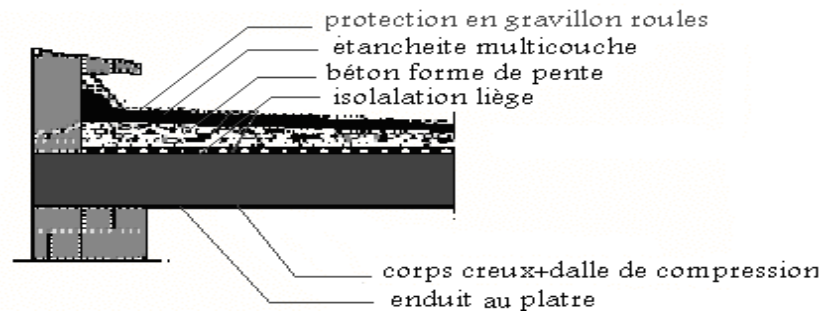


Figure II.3 : Plancher terrasse

b- Terrasse inaccessible, dalle en béton armé (dalle machine)

désignation de l'élément	**ρ(KN/m³)**	**Ep (cm)**	**G (KN/m²)**
Protection en gravillons	17	5	0,85
étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,64
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle pleine	/	25	6.25
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	**10.22**

c-Planchers à dalle pleine

désignation de l'élément	**ρ(KN/m³)**	**Ep (cm)**	**G (KN/m²)**
Protection en gravillons	17	5	0,85
étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	12	2,64
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle pleine	/	20	5
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	**10.22**

II.3.1.2. Plancher Etage Courant

*a- **Planchers à corps creux***

désignation de l'élément	**ρ (KN/m³)**	**Ep (cm)**	**G (KN/m²)**
revêtement en carrelage	25	2	0,50

Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	3	0,54
Dalle corps creux	/	24	3,55
enduit de plâtre	10	2	0,2
cloisons distribution	/	10	1
Σ	/	/	**5.54**

b- Planchers à dalle pleine de sous sol

désignation de l'élément	**ρ (KN/m³)**	**Ep (cm)**	**G (KN/m²)**
revêtement en carrelage	25	2	0,50
Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	3	0,54
Dalle pleine	/	20	3,55
enduit de plâtre	10	2	0,2
cloisons distribution	/	10	1
Σ	/	/	**7.54**

II.3.2 Charge D'exploitation

- Plancher courant **(bureaux, restaurant, cafétéria, cuisine, Escaliers):**Q=2.5 *kN/m²*
- Plancher courant **(salle de conférence, hall) :** Q= 4 *kN/m²*
- Plancher courant **(salle de danse, dépôt) :** Q= 5 *kN/m²*
- Plancher terrasse inaccessible**:** Q= 1 *kN/m²*
- Plancher sous sol (**parking**) **:** Q= 2.*5kN/m²*

II.3.3. Maçonnerie

Murs extérieurs

désignation de l'élément	**ρ(KN/m³)**	**Ep (cm)**	**G (KN/m²)**
Enduit en ciment extérieur	18	2	0,36

Briques creuses	90	15	1,35
L'âme d'air	/	5	/
Briques creuses	90	10	0,90
Enduit en plâtre intérieur	10	2	0,20
Σ	/	/	**2,81**

II.4. Prédimensionnement Des Poutres Et Des Poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. Prédimensionnement Des Poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « ***BAEL 91 modifié 99*** » et vérification selon « ***RPA 99 version 2003*** ».
2- Vérification de la flèche pour la section choisie.
3- Vérification de la rigidité.

Selon les formules empiriques

-la hauteur h de la poutre doit être $L/15 \leq h \leq L/10$

-La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003 **[2] (**page 51)

On doit respecter les conditions suivantes :

- la hauteur h de la poutre doit être : h ≥ 30 cm
- la largeur b de la poutre doit être : b ≥ 20 cm
- le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Vérification de la rigidité

On doit vérifier que :

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

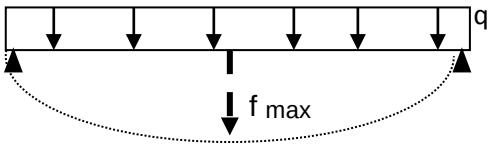
2- $f_{max} \leq \overline{f}$

(Rigidité**)**

$$\begin{cases} \overline{f} = 0{,}5 + \frac{L_{(cm)}}{1000} & \text{Si L > 5 m} \quad \textbf{[1] (}\text{page 128)} \\ \overline{f} = \frac{L_{(cm)}}{500} & \text{Si L< 5 m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie la flèche maximal est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$



Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S (q = G+Q).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I=\frac{bh^3}{12}$

E_{vj} : Module de YOUNG différée du béton armé : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ =10818,87MPa

Application

On va calculer les poutres de deux parties non séparées :

Partie 1 (se trouve dans la salle de conférence)

Partie 2 (le reste du bâtiment)

II.4.1.1.Partie 1

On doit vérifier la poutre la plus sollicitée

a. RDC et les étages courants résistance

a.1.sens longitudinale (y-y) **:** L*max*=9,6 m axe 2(a-c)

Lorsque la poutre de section rectangulaire non vérifiée jusqu'à un retombée de 1*m* qu'est non passable par rapport la hauteur d'étage qu'est h= 3,3m alors on va choisir une section Té pour sa meilleur résistance que celle de section rectangulaire.

Selon les formules empiriques

960/15 ≤ h ≤ 960/10 ⇒ on prend h=80 cm (section en Té avec la dalle pleine)

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ on prend b=40 cm

Vérification selon RPA99V2003

h>30	vérifiée
b>20	vérifiée
$\frac{h}{b} = 2 \leq 4$	Vérifiée

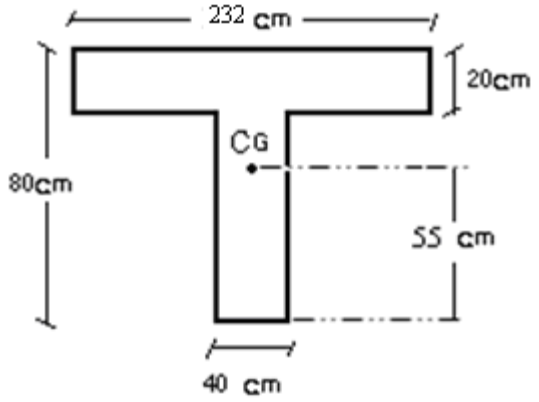


Figure II.4:poutre en section Té

Vérification de la rigidité :

$$\frac{h}{L} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$ Vérifiée

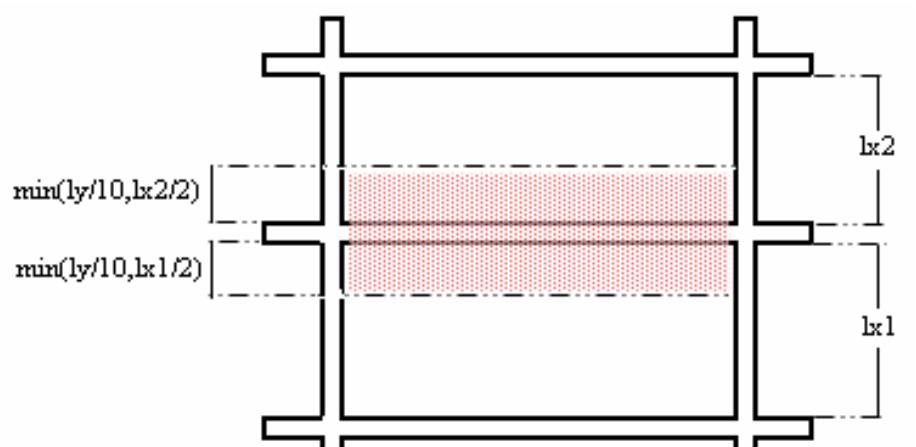


Figure II.5.la largeur de la dalle qui travaille avec la poutre **[1]**(Page 18), **[3]**

Il faut que :

$$f_o = f_{Gp} + f_{p1} + f_{p2} < \overline{f}$$

Figure II.6.schéma statique de la poutre sous les charges P1&P2

$$1\text{-}\ f_{Gp} = \frac{5G_p L^4}{384EI}$$

G_p = 0,35 x 0,8 x 25 = 7kN/m.

Avec :

$$I = \frac{40.60^3}{12} + 40.80.(56{,}36 - 30)^2 + \frac{232.20^3}{12} + 20.232.(60 - 56{,}36)^2$$

$$= 3405576\ cm^4$$

Figure II.7.flèche maximale due au poids propre

$$f_{Gp} = \frac{5 \times 7 \times 9600^4}{384 \times 10818{,}87 \times 23405576 \times 10^4} = 2{,}401mm$$

$$2\text{-}\ f_{p1} = \frac{p_1.(5l^2 - 4a^2)^2}{1920.(l-a).E.I}$$

Figure II.8.schéma statique de la poutre sous la charge P1

Avec :

$$p_1 = (G+Q)\times S_1$$
$$= (7{,}54+2{,}5)\times 18{,}84 = 189{,}15KN$$

$$f_{p1} = \frac{189.10^3 \times (5\times 9600^2 - 4\times 2750^2)^2}{1920.(9600-2750)\times 10818{,}87\times 3405576\times 10^4} = 7.236mm$$

3- $f_{p2} = \frac{p_2.(5l^2 - 4a^2)^2}{1920.(l-a).E.I}$

Avec : $p_2 = (G+Q)\times S_2$
$= (7{,}54+2{,}5)\times 17 = 170{,}7KN$

$$f_{p2} = \frac{170{,}7.10^3 \times (5\times 9600^2 - 4\times 2750^2)^2}{1920.(9600-2750)\times 10818{,}87\times 3405576\times 10^4} = 6{,}4mm$$

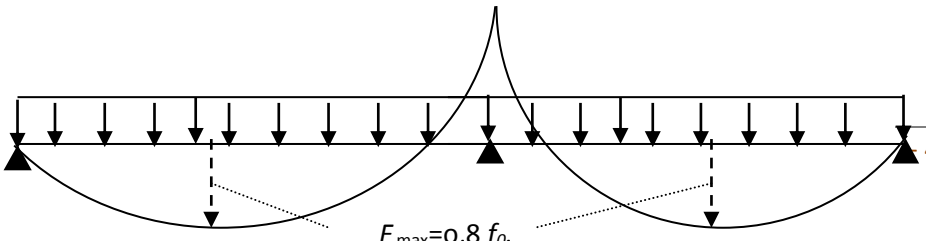
$f_o = f_{Gp} + f_{p1} + f_{p2} = 2{,}401+7{,}236+6{,}4 = 16{,}037\text{mm}.$

$f_{max} = 0{,}8f_0 = 0{,}8 \text{ x } 7{,}86 = 6{,}29\text{mm}.$

Avec : $\overline{f} = 0{,}5 + \frac{960}{1000} = 1{,}46cm$

Remarque

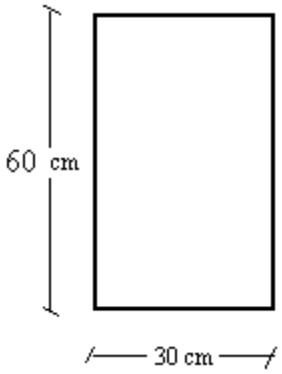
La flèche n'est pas vérifiée lorsqu'on suppose que la poutre est isostatique, ayant une seule travée avec : $M_o = \frac{ql^2}{8}$ mais en réalité la poutre considérée est une poutre continue avec un moment maximum $M_{max}=0.8\times M_o$ ce qui donne : $f_{max} = 0{,}8\times f_o$



F_{max} = 0,80 f_0 $\Rightarrow$ f_{max} = *0,80 x 1,603 = 1,283cm*

$f_{max} = 1{,}283cm < \overline{f} = 1{,}46cm$ ..... La condition de la flèche est vérifiée

a.2.sens transversale (x-x) **:** Lmax=5,50 m axe C(1-2)



Selon la formule empirique

550/15 $\leq$ h $\leq$ 550/10 $\Rightarrow$ on prend h=60 cm

0,3h $\leq$ b $\leq$ 0,7h $\Rightarrow$ on prend b=30 cm

Vérification selon RPA99 V 2003 :

h>30	vérifiée
b>20	vérifiée
$\frac{h}{b} = 2 \leq 4$	Vérifiée

Vérification de la rigidité :

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$ Vérifiée

Il faut que :

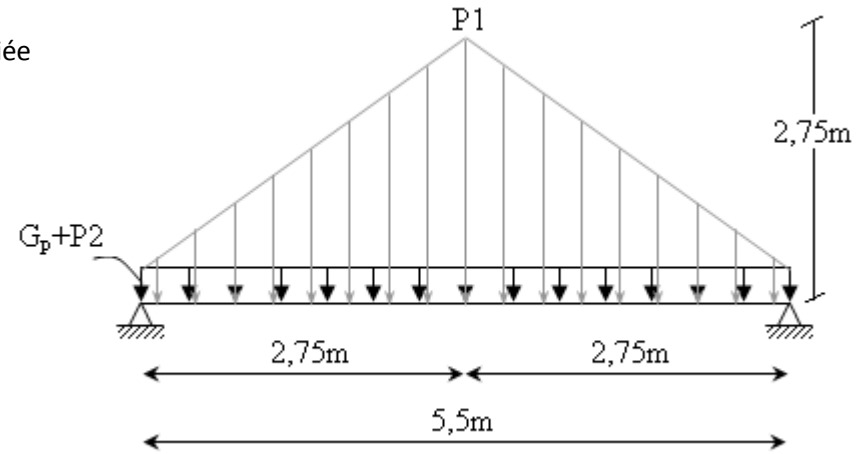


Figure II.10 : schéma statique sous la charge PP et P1 et P2

1- $f_{Gp} = \frac{5Gp\,L^4}{384EI}$

$G_p = p.p$

G_p = 0,3 x 0,60 x 25

= 4,5kN/ml

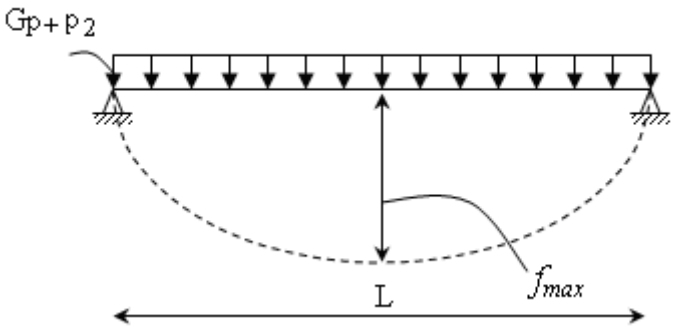


Figure II.11 : flèche maximale due au poids propre et P2

$$I = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540000\ cm^4$$

2- $f_{p1} = \frac{5q\,L^4}{384EI}$

q=g+q=(5,74+2,5)x[(4,75/2+3/2)/2]=16 KN/ml

$$I = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540000\ cm^4$$

$$f_{Gp} = \frac{5 \times 16 \times 5500^4}{384 \times 10818{,}87 \times 540000 \times 10^4} = 3{,}26mm$$

3- $f_p = \dfrac{p \times l^3}{60 \times E \times I}$

Avec : $p_2 = (G + Q) \times S_2$

$= (7{,}54 + 2{,}5) \times 7{,}56 = 75{,}9KN$

$$f_p = \frac{75{,}9.10^3 \times 5500^3}{60 \times 10818{,}87 \times 540000.10^4} = 3{,}6mm$$

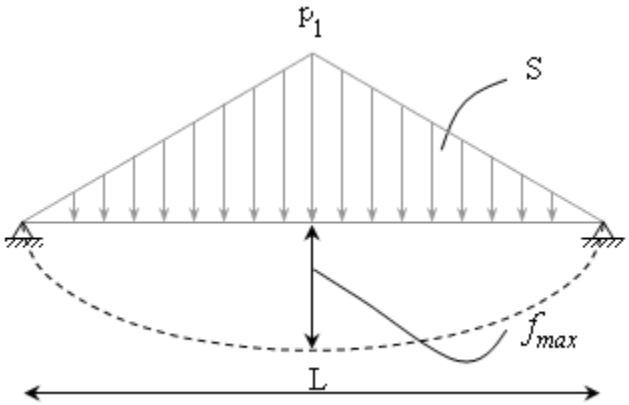


Figure II.12.flèche maximale due au charge P1

$f_{pO} = f_{Gp} + f_{p1} + f_{p2} +$ =0,92+3,26+3,6 =7,78mm

Avec : $\overline{f} = \dfrac{550}{1000} + 0{,}5 = 1{,}05cm$

$f_o = 0{,}778cm < \overline{f} = 1{,}05cm$ ..... La condition de la flèche est vérifiée

b. Sous sol

b.1.sens transversale (y-y) : Lmax=9,60 m

Selon les formules empiriques

960/15 ≤ h ≤ 960/10 ⇒ on prend h=80 cm (section en Té avec la dalle pleine)

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ on prend b=40 cm . vérifier

b.2.sens transversale (x-x) **:** Lmax=5,50 m

Selon la formule empirique

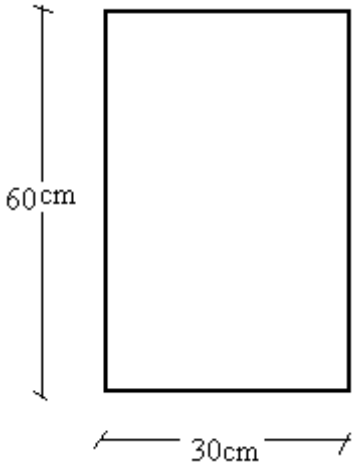
550/15 ≤ h ≤ 550/10 ⇒ on prend h=60 cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ on prend b=30 cm . vérifier

II.4.1.2.Partie 2

a. RDC et Les Etages Courants axe g(3-4)

a.1.sens transversal (porteur) Lmax=6,00 m



Selon la formule empirique

600/15 ≤ h ≤ 600/10 ⇒ on prend h=60 cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ on prend b=30cm

Selon RPA99 V.2003

h>30 vérifiée

b>20 vérifiée

$\frac{h}{b} = 2 \leq 4$ vérifiée

Vérification de la rigidité

$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifiée

$$f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Avec :
$$\begin{cases} q = G + Q \\ = \left(5.74 \times \frac{4{,}15 + 4{,}9}{2}\right) + 25 \times 0{,}60 \times 0{,}30 + 2{,}5 \times 4{,}525 = 41{,}78 kn/ml \\ I = \frac{30.60^3}{12} = 540000\ cm^4 \end{cases}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 41{,}78 \times 6000^4}{384 \times 10818{,}87 \times 540000 \times 10^4} = 12{,}13mm = 1{,}213cm$$

Avec : $\overline{f} = 0{,}5 + \frac{600}{1000} = 1{,}1cm$

F_{max} = 0,80 f_0 $\Rightarrow$ *f_{max} = 0,80 x 1.213 = 0,98cm*

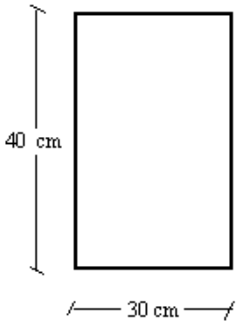
$f_{max} = 0{,}98cm < \overline{f} = 1{,}1cm$ ..... La condition de la flèche est vérifiée

a.2.sens longitudinal (non porteur) : Lmax=5,00 m axe 2(g-h)

Selon la formule empirique

500/15 ≤ h ≤ 500/10 $\Rightarrow$ on prend h=40 cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h $\Rightarrow$ on prend b=30 cm



Selon RPA99 V 2003

h>30 vérifiée

b>20 vérifiée

$\frac{h}{b} = 1{,}33 \leq 4$ vérifiée

Vérification de la rigidité :

La condition de la flèche est vérifiée

b. Sous Sol

b.1.sens transversale : Lmax=6,00 m

Selon la formule empirique

600/15 ≤ h ≤ 600/10 ⇒ on prend h=60 cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ on prend b=30cm

b2.sens longitudinal (non porteur) : Lmax=5,00 m

Selon la formule empirique

500/15 ≤ h ≤ 500/10 ⇒ on prend h=40 cm

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ on prend b=30 cm

Conclusion

Tableau II.1 : Dimensions finales des poutres

Partie 1	Etage courant &RDC(dalle pleine)		Sous sol (dalle pleine)	
	Longitudinale (y-y)	Transversale(x-x)	Longitudinale (y-y)	Transversale(x-x)
	40x80 (Té)	30x60	40x80 (Té)	30x60
	Etage courant &RDC (dalle corps creux)		Sous sol (dalle pleine)	

Partie2	Longitudinale (y-y)	Transversale(x-x)	Longitudinale (y-y)	Transversale(x-x)
	30x40	30x60	30x40	30x60

II.4.2 Prédimensionnement Des Poteaux

A /Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant trois types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

B /Procédure de pré dimensionnement

- Calcule de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le *règlement RPA 99 version 2003.*
- Vérification des sections à l'ELS selon le *CBA93.*

C / Loi de dégression (DTR.BC 2.2)

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q. (Q est la charge d'exploitation).

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}\left(Q_1 + Q_2 + \cdots\cdots\cdots\cdots + Q_n\right)$$ Pour n≥5 **[4]** (page 16), **[3]** (page 22)

Avec : n : nombre d'étage.

Q_O : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 ,Q_2, ……,Q_n: les charges d'exploitation des planchers respectifs

Partie 1 :

Tableau II.2. : Dégression des surcharges d'exploitations partie 1

Niveau des planchers	Surcharges	∑ surcharges	∑ surcharges
P Terrasse	Q_0	Q_0	1
P_6	Q_1	$Q_0+ Q_1$	3,5
P_5	Q_2	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$	5,75
P_4	Q_3	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	7,75
P_3	Q_4	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9,5
P_2	Q_5	$Q_0+0,80(Q_1+\cdots\cdots+Q_5)$	11
P_1	Q_6	$Q_0+0,75(Q_1+\cdots\cdots+Q_6)$	12,25
P_{rdc}	Q_7	$Q_0+0,71(Q_1+\cdots\cdots+Q_7)$	13,425
$P_{s\ sol}$	Q_8	$Q_0+0,69(Q_1+\cdots\cdots+Q_8)$	14,8

Partie 2 :

Tableau II.3. : Dégression des surcharges d'exploitations partie 2

Niveau des planchers	Surcharges	∑ surcharges	∑ surcharges

P Terrasse	Q_0	Q_0	1
P_6	Q_1	$Q_0+ Q_1$	3,5
P_5	Q_2	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$	5,75
P_4	Q_3	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	7,75
P_3	Q_4	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9,5
P_2	Q_5	$Q_0+0,80(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_5)$	11
P_1	Q_6	$Q_0+0,75(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_6)$	12,25
$P_{mezzanine}$	Q_7	$Q_0+0,71(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_7)$	13,425
P_{rdc}	Q_8	$Q_0+0,69(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_8)$	14,8
$P_{s\ sol}$	Q_9	$Q_0+0,67(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_9)$	16,075

D / Dimensionnement des poteaux

Poteaux rectangulaires ou carrés

- Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la Compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$ **[1]**(page 156)**, [3]**(page 110)

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire

γ_b =1,15 situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s =1 situation accidentelle

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

Si plus de la moitié des charges sont appliquaient après 90jours, le coefficient α a pour valeur :

Soit :
$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} = \dfrac{0{,}85}{\beta} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \beta = 1 + 0{,}2 \cdot \left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{[1](page 153), [5](page 142)} \end{cases}$$

Soit :
$$\begin{cases} \alpha = 0{,}6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 = \dfrac{0{,}85}{\beta} & \text{Pour } 50 \le \lambda \le 70 \\ \beta = \dfrac{0{,}85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0{,}7L_0 = 0{,}7\ h_e$ (poteau est à ses extrémités, soit encastrer dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher**)**

Remarque

il est préférable de prendre $\lambda \le 35^0$ **[3]**(page 112)

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement

A_S : section d'acier minimale

f_{c28}: contrainte de compression du béton à 28 jours ….f_{C28}= 25 MPa

f_e : contrainte limite élastique des aciers ……f_e = 400 MPa

B : aire total de la section du poteau *(B=a x b)*

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur

Sur tout sa périphérie tel que :

Poteaux rectangulaires ……B_r = (a – 2cm) (b – 2cm)

B =a x b cm²

a,b : dimension de la section du béton du poteau

il faut assurer que : $0{,}2\% \le \frac{A_s}{B} \le 5\%$ **[3]**(page 111)

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation de Nu la valeur de Br telle que :

$$B_r \ge \frac{N_u}{\alpha\left[\frac{f_{C28}}{0{,}9\ \gamma_b} + \frac{A_s}{B}\frac{f_e}{\gamma_s}\right]} \Leftrightarrow Br \ge 0{,}66 N_u \quad cm^2$$ **[3]**(Page 111)

➢ ***Le minimum requis par le " RPA99 version 2003 "***

D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

♦**Poteau rectangulaire ou carrée** **[2]** (Page 48)

-Min (b, h) ≥ 30 cm

- Min (b, h) $\geq \frac{h_e}{20} cm$

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

➢ ***Vérification de la section trouvée à l'ELS***

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l' ELS « N_S »qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_S}{B + n A_S} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_{Ser} : Effort normal à l'ELS tel que N_{Ser} = G+ Q

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié, son poids propre non compris.

Q : Surcharge d'exploitation.

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures *(A_s=1%B)*.

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient : Obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15 \times B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Remarque

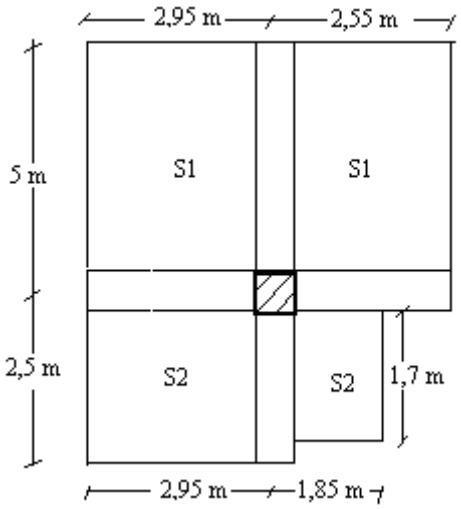
-D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

-Pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant du plancher, poutres et chaînages

D'après la surface (en plan) et les charges verticales qui leur reviennent, on distingue trois types de poteaux centraux (01 type dans La partie 1 et 02 types dans le partie 2).

II.4.2.1.partie 1



a. Poteau central (2, C)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité :

S = S1+S2

S1=27,5m² (bloc1)

S2=10,5m² (bloc2)

Figure II.13 : Schéma indique le poteau central le plus sollicité

Détermination des charges

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

a- dalle pleine :

- poids des plancher terrasse……..G_{PT} = 8,97×27,5=246,675 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,4×0,6×25×(5-0.4/2)=28,8 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x) G_{PNP}=0,3×0,40×25×((2,55+2,95)-0.4)=15,3 kN

G_{T1} = 290,8 kN

b- dalle en corps creux :

- poids plancher terrasse……G_{PT} = 7,17×10,5 = 75,285 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,3×0,4×25×(2,5-0.4/2)=6,9 kN

G_{T2} = 82,2 kN

GT=373 KN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle pleine :

-- poids plancher courant ……. ……G_{PC} = 7,54×27,5 =207,4 kN

– Poids des poutres longitudinales sens(y -y) ……..G_{PP} = 0,4×0,6×25×(5-0.4/2)=28,8kN
--Poids des poutres transversales sens (x -x) G_{PNP}=0,3×0,40×25×((2,55+2,95)-0.4)=15,3 kN

--Poids de mur extérieur sens (x - x)……GME=2,81x (2,55+2,95)x(3,3-0,2)x0,8=38,3KN

g1 = 289 ,8 KN

b- dalle corps creux :

– poids plancher terrasse…… G_{PT} = 5,74×10,5=60,27 kN
– Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……..G_{PP} = 0,3×0,4×25×(2,5-0.4/2)=6,9 kN

g2 = 67,17 kN

g=357 KN

D'où : **G_6= G_Tx1.1 = 410,3 kN**

Poids revenant au 5 ème étage : G_5= G_6+ gx1, 1 = 803,00 kN

Poids revenant au 4 ème étage : G_4= G_5+ g x1, 1 = 1195,7 kN

Poids revenant au 3 ème étage : G_3= G_4+ g x1, 1 = 1588,4 kN

Poids revenant au 2 ème étage : G_2= G_3+ g x1, 1 = 1981,1 kN

Poids revenant au 1 ème étage : G_1= G_2+ g x1, 1 = 2373, 8kN

Poids revenant au rdc(salle de conférence) : G_{rdc}= G_1+ g x1,1 = 2766,5 kN

Poids revenant a sous sol:

Dalle pleine

--poids plancher courrant ……..G_{PC} = 7,54×(13,75+10,5)=182,85 kN

– Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……. .G_{PP} = 0,3×0,3×25×(2,5x2-0.4)=10,35 kN
--Poids des poutres transversales sens(x –x)....G_{Ps}=0,3×0,30×25×((2,55+2,95)-0.4)=11,475 kN

--Poids de mur extérieur sens (x-x) ……..GME=2,81x(2,75+1,1)x(6,3-05)x0,8=50,2KN

g= 254 ,9 kN

D'où : **$G_{sous\ sol}$= G_{RDC}+ gx1, 1 = 3046. KN**

niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm^2)	a (cm)	MIN RPA(cm^2)	axb (cm^2)	Nser (kN)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	obs
6	410,3	38	610,90	403,19	22,08	30x30	30x30	448,3	4,331	15	*Vér*
5	803	133	1283,55	847,14	31,10	30x30	35x35	936	6,644	15	*Vér*
4	1195,7	218,5	1941,94	1281,68	37,80	30x30	40x40	1414,2	7,686	15	*Vér*
3	1588,4	294,5	2586,09	1706,81	43,31	30x30	45x45	1882,9	8,085	15	*Vér*
2	1981,1	361	3215,98	2122,55	48,07	30x30	50x50	2342,1	8,146	15	*Vér*
1	2373,8	418	3831,63	2528,87	52,28	30x30	55x55	2791,8	8,025	15	*Vér*
Rdc	2766,5	465,5	4433,02	2925,79	56,09	30x30	60x60	3232	7,807	15	*Vér*
Ss1	3046	510,15	5030,14	3319,89	59,61	30x30	60x60	3669,35	8,863	15	*Vér*

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux

b. poteau de rive (2, A)

Figure II.14. Poteau de rive le plus sollicité

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité:

S =27,5m²

Détermination des charges

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

a- dalle pleine

- poids plancher terrasse…… G_{PT} = 8,97×27,5=246,675 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,4×0,6×25×(5-0.4/2)=28,8 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x)… ……G_{PNP}=0,3×0,40×25×((5,5-0.4)=15,3 kN

G_T = 290,8 kN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle pleine :

--poids plancher courrant …… G_{PC} = 7,54×27,5 =207,4 kN

- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,4×0,6×25×(5-0.4/2)=28,8kN

--Poids des poutres transversales sens(x –x)……. G_{PNP}=0,3×0,40×25×(5,5.4)=15,3 kN

--Poids de mur extérieur sens(x-x)…… G_{ME}=2,81x(5,5/2+4,7/2)x(3,3-0,5)x0,8=32,1 KN

g = 283,6 kN

D'où : **G_6= G_Tx1.1 =** 319.88**kN**

Poids revenant au 5 ème étage : $G_5 = G_6 + g \times 1,1 = 631,73$ kN

Poids revenant au 4 ème étage : $G_4 = G_5 + g \times 1,1 = 943,58$ kN

Poids revenant au 3 ème étage : $G_3 = G_4 + g \times 1,1 = 1255,43$kN

Poids revenant au 2 ème étage : $G_2 = G_3 + g \times 1,1 = 1567,28$kN

Poids revenant au 1 ème étage : $G_1 = G_2 + g \times 1,1 = 1879,13$kN

Poids revenant au rdc salle conférence : $G_{rdc} = G_1 + g \times 1,1 = 2190,98$kN

Poids revenant a sous sol1:

Dalle pleine

--poids plancher courrant ..... $G_{PC} = 7,54 \times (13,75+20,9) = 261,3$ kN

– Poids des poutres longitudinales sens(y-y) …… $G_{PP} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times (2,5+3,8-0,4) = 13,275$ kN
--Poids des poutres transversales sens(x –x)…….. $G_{PNP} = 0,3 \times 0,30 \times 25 \times (5,5-0,4) = 11,475$ kN

--Poids de mur extérieur sens(x-x)…… $G_{ME} = 2,81x(5,5/2+4,7/2)x(6,3-0,5)x0,8 = 66,5$ KN

g= 352,55kN

D'où : $\mathbf{G_{sous\ so1l} = G_{RDC} + gx1,1 = 2578.785\ KN}$

Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux de rive

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm^2)	a (cm)	MIN RPA(cm^2)	axb (cm^2)	Nser (kN)	σser (MPa)	σbc (MPa)	obs
6	319,88	27,5	473,088	312,238	19,67	30x30	30x30	347,38	3,356	15	*Vér*
5	631,73	96,25	997,211	658,159	27,655	30x30	30x30	727,98	7,034	15	*Vér*
4	943,58	158,125	1511,021	997,274	33,58	30x30	35x35	1101,705	7,82	15	*Vér*
3	1255,43	213,125	2014,518	1329,582	38,463	30x30	40x40	1468,555	7,981	15	*Vér*
2	1567,28	261,25	2507,703	1655,084	42,683	30x30	45x45	1828,53	7,852	15	*Vér*
1	1879,13	302,5	2990,576	1973,78	46,427	30x30	50x50	2181,63	7,588	15	*Vér*
Rdc	2190,98	336,875	3463,136	2285,67	49,809	30x30	50x50	2527,855	8,793	15	*Vér*
Ssol	2578.85	369,1875	3932,602	2595,517	52,946	30x30	55x55	2872,018	8,256	15	*Vér*

c. Poteau D'angle (1 ,A)

Soit S la surface reprise par le poteau : S=16,38m

Détermination des charges

Figure .15.poteau d'angle le plus sollicité

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

Figure II.28 : Schéma indique le poteau

d'angle le plus sollicité

a- dalle pleine

- poids plancher terrasse…….. G_{PT} = 8,97×16,38=146,93 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,4×0,6×25× (5,2-0.4)=28,8 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x)… …… G_{PNP}=0,3×0,40×25× ((3,15-0.4)=8,25 kN

G_T = 183,98 kN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle pleine

--poids plancher courrant ..... …. ….G_{PC} = 7,54×16,38 =123,5 kN

– Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,4×0,6×25× (5,2-0.4)=28,8kN
--Poids des poutres transversales sens(x –x)…… … G_{PNP}=0,3×0,40×25×(3,15-0,4)=8,25 kN

--Poids de mur extérieur sens(x-x)…… GME=2,81x(5,5/2+9,6/2)x(3,3-0,5)x0,8=47,5 KN

g = 208,05 kN

D'où : **$G_9 = G_T$x1.1 = 202.378kN**

Poids revenant au 5 ème étage : $G_5 = G_6$+ gx1,1 = 431,233 kN

Poids revenant au 4 ème étage : $G_4 = G_5$+ g x1,1 = 660,088 kN

Poids revenant au 3 ème étage : $G_3 = G_4$+ g x1,1 = 888,943 kN

Poids revenant au 2ème étage : $G_2 = G_3$+ g x1,1 = 1117,798kN

Poids revenant au 1 ème étage : $G_1 = G_2$+ g x1,1 = 1346,653kN

Poids revenant au rdc: $G_{rdc} = G_1$+ g x1,1 = 1575,508kN

Poids revenant a sous sol:

Dalle pleine

--poids plancher courrant ..... …….G_{PC} = 7,54×(19,845)=149,65 kN

– Poids des poutres longitudinales sens(y-y) …….G_{PP} = 0,3×0,3×25×(2,5+3,8-0,4)=13,275 kN
--Poids des poutres transversales sens(x –x)……G_{PNP}=0,3×0,30×25×(3,15-0,4)=6,187 kN

--Poids de mur extérieur sens(x-x)……GME=2,81x(5,5/2+9,6/2)x(6,3-0,5)x0,8=98,45 KN

g= 267,56kN

$G_{\text{sous so1l}} = G_{RDC}$+ gx1,1 = 1869.824 KN

Tableau II.6 : choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	G	Q	Nu	Br	A	MIN	Axb	Nser	σser	σbc	obs

	(kN)	(kN)	(kN)	(cm^2)	(cm)	RPA(cm^2)	(cm^2)	(kN)	(MPa)	(MPa)	
6	202,378	16,38	297,78	196,535	16,019	30x30	30x30	218,758	2,114	15	*Vér*
5	431,233	57,33	668,16	440,986	23	30x30	30x30	488,563	4,72	15	*Vér*
4	660,088	94,185	1032,396	681,381	28,103	30x30	30x30	754,273	7,288	15	*Vér*
3	888,943	126,945	1390,491	917,724	32,294	30x30	35x35	1015,888	7,211	15	*Vér*
2	1117,798	155,61	1742,442	1150,012	35,912	30x30	40x40	1273,408	6,921	15	*Vér*
1	1346,653	180,18	2088,252	1378,246	39,125	30x30	40x40	1526,833	8,298	15	*Vér*
Rdc	1575,508	200,655	2427,918	1602,426	42,03	30x30	45x45	1776,163	7,627	15	*Vér*
Ssol	1869.824	219,9015	2765,742	1825,39	44,725	30x30	45x45	2024,265	8,692	15	*Vér*

Vérification de la section imposée par l' RPA99 version 2003

L'article 7.4.1 de RPA99 exige :

Pour la zone III on a :

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 ⇨ Min (30, 30) ≥ 30 …….. condition vérifiée
- Min (b_1, h_1) ≥ he / 20 ⇨ Min (30, 30) ≥35 ≥ 3 ,3/ 20 = 16,5 …. condition vérifiée

$1/4 < b_1 / h_1 < 4$ ⇨ $1/4 < (30 / 30) = 1 < 4$…… … condition vérifiée

Toutes ces conditions sont vérifiées

Conclusion

Pour faciliter la réalisation il est préférable de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tableau II.7 : Choix final des sections des poteaux carrés de la partie 1

Les niveaux	Les sections
6^{emme}	40x40

5 emme	40x40
4 emme	40x40
3 emme	55x55
2emme	55x55
1 emme	55x55
rdc	65x65
ssol	65x65

II.4.2.2. Partie 2

a .Poteau Central Type 1 (3 , G)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité : S = 30,165m²

Figure II.16 : le poteau central le plus sollicité

Détermination des charges

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

type1

a- dalle pleine

- poids plancher terrasse…… G_{PT} = 8,97×30,165=270,58 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……..G_{PP} = 0,3×0,2×25×(4,925-0.4)=6,825 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x)……..G_{PNP}=0,3×0,40×25×(6,1-0.4)=17,1 kN

G_T = 294,5 kN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle corps creux

--poids plancher courrant ……. G_{PC} = 5,74×30,165 =173,14 kN

- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) .G_{PP} = 0,3×0,4×25×(4,925-0.4)-3x0.3x4,95=9,2kN

--Poids des poutres transversales sens(x –x)..G_{PNP}=0,3×0,6×25×(6,1-0.4)-3x0,3x5,7=20,52 kN

g = 202,86 kN

D'où : $G_6 = G_T x1.1$ = 323.95 kN

Poids revenant au 5ème étage : $G_5 = G_6 + g x1,1$ = 547.096 kN

Poids revenant au 4ème étage : $G_4 = G_5 + g x1,1$ = 770.242 kN

Poids revenant au 3ème étage : $G_3 = G_4 + g x1,1$ = 993.388 kN

Poids revenant au 2ème étage : $G_2 = G_3 + g x1,1$ = 1216.534kN

Poids revenant au 1ème étage : $G_1 = G_2 + g x1,1$ = 1439.68 kN

Poids revenant au mezzanine : $G_m = G_1 + g x1,1$ = 1662.826kN

Poids revenant au rdc : $G_2 = G_m + g x1,1$ = 1885.972kN

Poids revenant a sous sol:

dalle pleine

--poids plancher courrant …… …. G_{PC} = 7,54×30,165 =227,45 kN

– Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……G_{PP} = 0,3×0,3×25×(4,95-0.4)=10,28kN
--Poids des poutres transversales sens(x –x)……..G_{PNP}=0,3×0,3×25×(6,1-0.4)=12,82 kN

g = 250,55 kN

D'où G sous sol1=GRDC+1.1xg=2161.577KN

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm^2)	A (cm)	MIN RPA(cm^2)	Axb (cm^2)	Nser (kN)	σser (MPa)	σbc (MPa)	obs
6	323.95	30,165	482,58	318,50	19,84	30x30	30x30	354,11	3,421	15	*Vér*
5	547.096	105,578	896,94	591,98	26,33	30x30	30x30	652,67	6,306	15	*Vér*
4	770.242	173,449	1300	858	31,29	30x30	35x35	943,69	6,699	15	*Vér*
3	993.388	233,779	1691,74	1116,55	35,41	30x30	40x40	1227,16	6,669	15	*Vér*
2	1216.534	286,568	2072,17	1367,63	38,98	30x30	40x40	1503,10	8,169	15	*Vér*
1	1439.68	331,815	2441,29	1611,25	42,14	30x30	45x45	1771,49	7,607	15	*Vér*
mezzanine	1662.826	369,521	2799,09	1847,40	44,98	30x30	45x45	2032,34	8,727	15	*Vér*
Rdc	1885.972	404,965	3153,51	2081,31	47,62	30x30	50x50	2290,93	7,968	15	*Vér*
S1	2161.577	446,442	3516,97	2321,20	50,17	30x30	55x55	2555,56	7,346	15	*Vér*

Tableau II.8: choix des sections des poteaux centraux type 1

***b. poteau central type 2* (avec escalier)** (3 ,f)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité : S = 24,09m²

$S_{escalier}$ = 4,62m²

Figure II.17 : poteau central le plus sollicité

Détermination des charges

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

a- dalle pleine

- poids plancher terrasse…… …. G_{PT} = 8,97×24,09=216 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……..G_{PP} = 0,3×0,2×25×(4,525-0.4)=6,18 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x)…….. G_{PNP}=0,3×0,40×25×(5,325-0.4)=14,775 kN

G_T = 236,95 kN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle corps creux

--poids plancher courrant ……. …… G_{PC} = 5,74×19,47 =111,75 kN

- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) G_{PP} = 0,3×0,4×25×(4,525-0.4)-3x0.3x4,125=8,66kN

--Poids des poutres transversales sens(x –x) G_{PNP}=0,3×0,6×25×(5,325-0.4)-3x0,3x4,925=17,73 kN

--Poids de mur extérieur sens x-y…… GME=2,81x[(2,175-0,2)+(2,125-0,2)]x(3,3-0,4)=31,8 KN

--Poids des escaliers ……. …… G_{PES}=10,064x4,62=46,5 kN

g = 216,44 kN

D'où : **G_9= G_Tx1.1 =** 260,645**Kn**

Poids revenant au 5ème étage : G_5= G_6+ gx1,1 = 498,729 kN

Poids revenant au 4 ème étage : G_4= G_5+ g x1,1 = 736,813 kN

Poids revenant au 3 ème étage : G_3= G_4+ g x1,1 = 974,897 kN

Poids revenant au 2 ème étage : G_2= G_3+ g x1,1 =1212,981 kN

Poids revenant au 1 ème étage : G_1= G_2+ g x1,1 = 1451,065kN

Poids revenant au mezzanine ème étage : G_3= G_4+ g x1,1 =1689,149 kN

Poids revenant au rdc : G_{rdc}= G_m+ g x1,1 =1927,233 kN

Poids revenant a sous sol:

Dalle pleine :

poids plancher courrant ..... G_{PC} = 7,54×24,09 =181,63 kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ..... G_{PP} = 0,3×0,3×25×(4,525-0.4)=11,53kN

-Poids des poutres transversales sens(x –x).....G_{PNP}=0,3×0,3×25×(5,125-0.4)=10,63 kN

-Poids de mur extérieur sens x-y.....GME=2,81x[(2,175-0,2)+(2,125-0,2)]x(3,3-0,4)=31,8 KN

-Poids des escaliers .....G_{PES}=10,064x4,62=46,5 kN

g = 282,09 kN

D'où G sous sol1=GRDC+1.1xg=2237,09KN

Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux centraux type 2

Niveaux	**G (kN)**	**Q (kN)**	**Nu (kN)**	**Br (cm^2)**	**A (cm)**	**MIN RPA(cm^2)**	**Axb (cm^2)**	**Nser (kN)**	**σser (MPa)**	**σbc (MPa)**	**obs**
6	260,645	24,09	388,00	256,08	18,003	30x30	30x30	284,735	2,751	15	*Vér*
5	498,729	79,69	792,82	523,26	24,875	30x30	30x30	578,424	5,589	15	*Vér*
4	736,813	123,50	1179,95	778,76	29,906	30x30	30x30	860,316	8,312	15	*Vér*
3	974,897	162,44	1559,77	1029,45	34,085	30x30	35x35	1137,34	8,073	15	*Vér*
2	1212,981	196,51	1932,29	1275,31	37,712	30x30	40x40	1409,496	7,66	15	*Vér*
1	1451,065	225,72	2297,51	1516,36	40,94	30x30	45x45	1676,785	7,2	15	*Vér*
Rdc	1689,149	250,05	2655,43	1752,58	43,864	30x30	45x45	1939,207	8,327	15	*Vér*
mezzanine	1927,233	272,93	3011,16	1987,37	46,58	30x30	50x50	2200,168	7,653	15	*Vér*
Ssol	2237.532	299,70	3372,73	2226,00	49,181	30x30	50x50	2465,023	8,574	15	*Vér*

c. Poteau de rive (pot d'escalier) (3, G)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité : S = 14,82m²

$S_{escalier}$=4,73m²

Figure II.18 : poteau de rive le plus sollicité

Détermination des charges

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

a- dalle pleine

- poids plancher terrasse…… G_{PT} = 8,97×14,82=132,94 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) …… G_{PP} = 0,3×0,2×25×(3,7-0,4)=4,95 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x)……. G_{PNP}=0,3×0,40×25×(5,05-0,4)=13,95 kN

G_T = 151,84 KN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle corps creux

-poids plancher courrant ……. G_{PC} = 5,74×(10,09) =57,9 kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) …. G_{PP} = 0,3×0,4×25×(3,7-0.4)-0,3x3x3,7=6,57kN

-Poids des poutres transversales sens(x –x) G_{PNP}=0,3×0,6×25×(5,05-0.4)-0,3x3x4,65=16,74 kN

-Poids de mur extérieur sens x-y… GME=2,81x[(1,55-0,2)+(3,2-0,2)]x(3,3-0,4)x0,8=28,35 KN

-Poids des escaliers ……. G_{PES}=10,064x4,73=47,6 kN

g = 157,15 kN

D'où : $G_6 = G_T x1.1 =$ 167.024**kN**

Poids revenant au 5 ème étage : $G_5 = G_6 + g x1,1 = 339,889kN$

Poids revenant au 4 ème étage : $G_4 = G_5 + g x1,1 = 512,754kN$

Poids revenant au 3 ème étage : $G_3 = G_4 + g x1,1 = 685,619kN$

Poids revenant au 2 ème étage : $G_2 = G_3 + g x1,1 = 858,484kN$

Poids revenant au 1 ème étage : $G_1 = G_2 + g x1,1 = 1031,349kN$

Poids revenant au mezanine : $G_{mezanine} = G_1 + g x1,1 = 1204,214kN$

Poids revenant au rdc : $G_{rdc} = G_m + g x1,1 = 1377,079kN$

Poids revenant a sous sol:

Dalle pleine :

-poids plancher courrant ..... $G_{PC} = 7,54 \times 18,87 = 142,3$ kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ..... $G_{PP} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times (3,7-0.4) = 7,425kN$

-Poids des poutres transversales sens(x –x)..... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times (5,05-0,4) = 10,46$ kN

-Poids de mur extérieur sens x-y.....GME=2,81x[(1,55-0,2)+(3,2-0,2)]x(3,3-0,4)x0,8=28,35 KN

-Poids des escaliers ..... $G_{PES} = 10,064 x 4,73 = 47,6$ kN

g = 236,14 kN

D'où **G sous sol1=GRDC+1.1xg=1636.833KN**

Tableau II.10: Choix des sections des poteaux de rive

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm^2)	A (cm)	MIN RPA(cm^2)	Axb (cm^2)	Nser (kN)	σser (MPa)	σbc (MPa)	obs

6	167,024	19,55	254,807	168,173	14,968	30x30	30x30	186,574	1,803	15	*Vér*
5	339,889	63,695	554,393	365,899	21,128	30x30	30x30	403,584	3,899	15	*Vér*
4	512,754	97,04	837,778	552,933	25,515	30x30	30x30	609,794	5,892	15	*Vér*
3	685,619	126,68	1115,606	736,3	29,135	30x30	30x30	812,299	7,848	15	*Vér*
2	858,484	152,615	1387,876	915,998	32,265	30x30	35x35	1011,099	7,177	15	*Vér*
1	1031,349	174,845	1654,589	1092,029	35,046	30x30	40x40	1206,194	6,555	15	*Vér*
mezzanine	1204,214	193,37	1915,744	1264,391	37,558	30x30	40x40	1397,584	7,596	15	*Vér*
Rdc	1377,079	210,784	2175,233	1435,654	39,89	30x30	40x40	1587,863	8,63	15	*Vér*
Ssol	1636.833	231,161	2439,166	1609,85	42,123	30x30	45x45	1781,105	7,648	15	*Vér*

d. Poteau d'angle (1 ,A)

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité: S=9,28m²

Détermination des charges

➢ **Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

a- dalle pleine

- poids plancher terrasse……G_{PT} = 8,97×9,28=83,24 kN
- Poids des poutres longitudinales sens(y-y) …… G_{PP} = 0,3×0,2×25×(3,2-0,4)=4,2 kN
- Poids des poutres transversales sens(x –x)…… G_{PNP}=0,3×0,40×25×(2,9-0,4)=7,5 kN

G_T = 94,94 kN

Poids revenant au 6ème étage :

a- dalle corps creux

-poids plancher courant …… G_{PC} = 5,74×9,28=53,27 kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) …. G_{PP} = 0,3×0,4×25×(3,2-0.4)-0,3x3x3,2=5,52kN

-Poids des poutres transversales sens(x –x)…… G_{PNP}=0,3×0,6×25×(2,9-0.4)-0,3x3x2,5=9 kN

-Poids de mur extérieur sens x-y… GME=2,81x[(2,9-0,4)+(3,2-0,4)]x(3,3-0,4)x0,8=34,55 KN

g = 102,34 kN

D'où : $G_6 = G_T x 1.1 = 104,445 kN$

Poids revenant au 5 ème étage : $G_5 = G_6 + g x 1,1 = 217,019$ kN

Poids revenant au 4 ème étage : $G_4 = G_5 + g x 1,1 = 329,593$kN

Poids revenant au 3ème étage : $G_3 = G_4 + g x 1,1 = 442,167$kN

Poids revenant au 2 ème étage : $G_2 = G_3 + g x 1,1 = 554,741$ kN

Poids revenant au 1 ème étage : $G_1 = G_2 + g x 1,1 = 667,315$kN

Poids revenant au mezzanine: $G_{mezzanine} = G_1 + g x 1,1 = 779,889$kN

Poids revenant au rdc : $G_{rdc} = G_{mezzanine} + g x 1,1 = 892,463$kN

Poids revenant a sous sol1:

Dalle pleine :

-poids plancher courrant ..... $G_{PC} = 7,54 \times 9,28 = 70$ kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ..... $G_{PP} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times (3,2-0.4) = 6,3$kN

-Poids des poutres transversales sens(x –x)..... $G_{PNP} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times (2,9-0,4) = 5,625$ kN

-Poids de mur extérieur sens x-y.....GME=2,81x[(2,9-0,4)+(3,2-0,4)]x(3,3-0,4)x0,8=34,55 KN

g = 116,5 kN

D'où **G sous sol1=GRDC+1.1xg=1020.613KN**

Tableau II.11: Choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm^2)	A (cm)	MIN RPA(cm^2)	Axb (cm^2)	Nser (kN)	σser (MPa)	σbc (MPa)	obs
6	104,445	9,28	154,92	102,24	12,112	30x30	30x30	113,725	1,099	15	*Vér*
5	217,019	32,48	341,69	225,51	17,017	30x30	30x30	249,499	2,411	15	*Vér*
4	329,593	53,36	524,99	346,49	20,614	30x30	30x30	382,953	3,7	15	*Vér*

3	442,167	71,92	704,80	465,17	23,568	30x30	30x30	514,087	4,967	15	*Vér*
2	554,741	88,16	881,14	581,55	26,115	30x30	30x30	642,901	6,212	15	*Vér*
1	667,315	102,08	1053,99	695,63	28,375	30x30	30x30	769,395	7,434	15	*Vér*
mezzanine	779,889	113,68	1223,37	807,42	30,415	30x30	35x35	893,569	6,343	15	*Vér*
Rdc	892,463	124,58	1391,70	918,52	32,307	30x30	35x35	1017,047	7,219	15	*Vér*
Ssol	1020.613	137,34	1562,81	1031,45	34,116	30x30	35x35	1142,381	8,109	15	*Vér*

Conclusion

Pour avoir une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, et pour faciliter la réalisation il est préférable de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tableau II.12 : Choix final des sections des poteaux carrés de la partie 2

NIVEAUX	SECTIONS
6ème	40x40
5 ème	40x40
4 ème	40x40
3 ème	40x40
2ème	40x40
1ème	50x50
mezzanine	50x50
rdc	50x50
ssol	55x55

II.5. Prédimensionnement Des Voiles

Le Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de *RPA99 version 2003*.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le *RPA99 version 2003* article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition: L≥4e. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

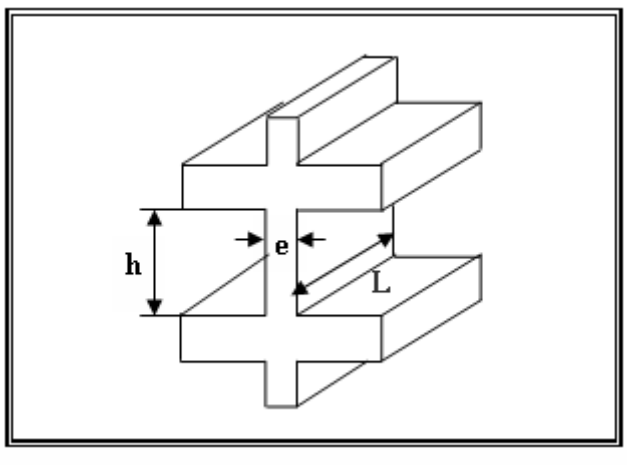


Figure II.19. : Coupe de voile en élévation

e ≥ (he/25 ; he/22 ; 15 cm).

he =3,3-0.50=2,80 m

he/25=280/25=11,20cm

he/22=280/22=12,70cm

e ≥ (11,20cm ; 12,70cm ;15cm).

Soit l'épaisseur des voiles **: e = 20cm**

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement« ***BAEL 91 modifié 99*** » **[1]** en respectant le règlement parasismique Algérien « ***RPA 99 version 2003*** » **[2].**

III.1. ACROTÈRE :

III.*1.1. Introduction :*

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumise à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante.

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

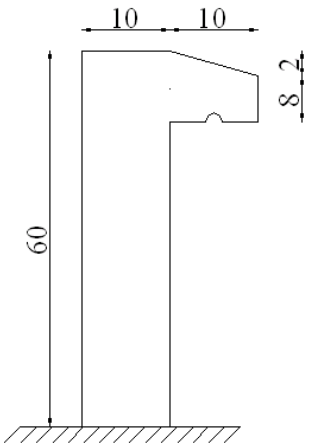


Figure .III.1: Acrotère

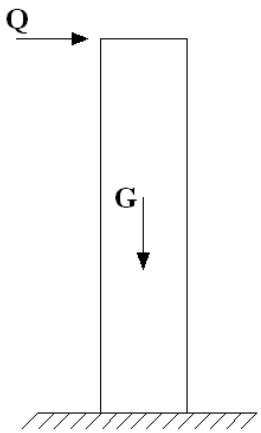


Figure .III.2: Sollicitations de l'acrotère

Figure* III.*1.1 : *Schéma représentatif de l'acrotère*

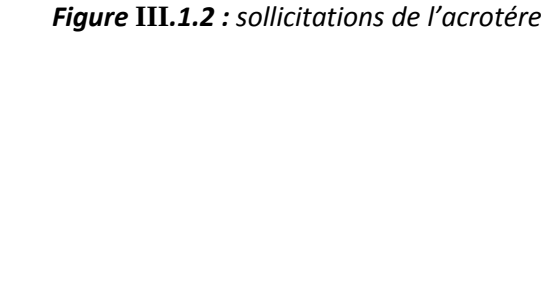


Figure* III.*1.2 : *sollicitations de l'acrotére*

III.*1.2. Evaluation des charges :*

a. Charges permanentes :

- *Surface de l'acrotère :*

$$S = \left[(0{,}1x0{,}6) + (0{,}1x0{,}08) + \frac{(0{,}1x0{,}02)}{2} \right] = 0{,}069cm^2$$

- *Poids propre de l'acrotère :*

$$G = \rho_b xS = 25x0{,}069 = 1{,}725kN/ml$$

- *Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :*

$$G = \rho_{ci} xexP_{cme} = 14x0{,}02x(60+10)x2.10^{-2} = 0{,}392kN/ml$$

G=2,117kN/ml

b. Charge d'exploitation :

c. *Q=1,00kN/ml*

Donc pour une bande de *1m* de longueur :

G=2,117kN/ml et *Q=1KN/ml*

III.*1.3 Détermination des efforts :*

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

État limite ultime :

- N_u = 1,35.G = 2,858 kN.
- M_u = 1,5.Q.h = 0,9 kN.m.
- T_u = 1,5.Q = 1,5 kN.

État limite de service :

- N_{ser} =G = 2,117 kN.
- M_{ser} = Q.h = 0.6 kN.m.
- T_{ser} = Q = 1 kN.

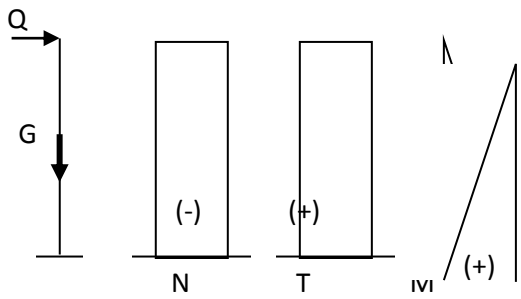


Figure* III.*1.3 : *Diagramme des efforts (N,T,M).*

III.*1.4. ferraillage de l'acrotère:*

h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=2cm ; fe=400MPa

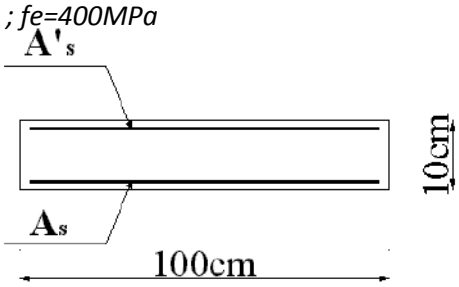


Figure* III.*1.4: Section de B.A à l ELU

a) *Calcul de l'excentricité:*

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{0,9}{2,858} = 31,49cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array}\right\} \quad e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

On calcule ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b.h.f_{bu}} = \frac{2,858.10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17.10^6} = 2,017.10^{-3} < 0,81$$

$\xi = f(\psi_1)$ $\Rightarrow$ D'après le tableau, on trouve : ξ = 0,1666.

$e_{nc} = \xi \times b = 0{,}1666 \times 10 = 1{,}666$ cm.

$\Rightarrow$ $e_o > e_{nc}$ $\Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint.

b) Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0{,}985 kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}011$$

$\mu < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}014$$

$$Z = d\left(1 - 0{,}4\alpha\right) = 7{,}95cm$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 435MPa$$

$$A_{sf} = f\left(M_f\right)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 28{,}48mm^2$$

- $A_{s1} = A_s' = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 21{,}9mm^2$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0{,}22cm^2 \end{cases}$$

III.*1.5.vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 » : [1]*

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000}; 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=8cm

$$A_s^{\min} \geq Max\left\{ 1cm^2;\ 0{,}966cm^2 \right\} = 1{,}0cm^2$$

Donc : on opte finalement pour *6T5=1,18cm²*

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

III.*1.6. armatures de répartitions :*

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0{,}295cm^2$$

On choisit *3T5=0,79cm²*.

Avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{2} = \frac{55}{2} = 25cm$

Donc, on prend S_t=18cm

III.*1.7. vérification à l'E.L.S :*

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28{,}34cm$$

Position de l'axe neutre :

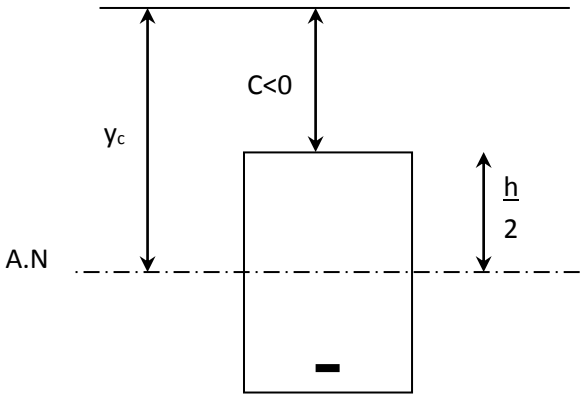


Figure* III.*1.5 *: Position de l'axe neutre à l ELS*

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée *(SPC)*.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$C = d - e_A$

Avec : $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 31{,}34cm \Rightarrow C = -23{,}34cm \qquad (C < 0)$

D'après le « ***BAEL 91 modifié 99*** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3.c^2 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} + 90.(d - c).\frac{A_s}{b}$$

$$q = -2.c^3 - 90.(c - d').\frac{A'_s}{b} - 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b}$$

$$Or : A'_s = 0$$

$$p = -3.c^2 + 90.(b - c).\frac{A_s}{b} = -1600{,}98$$

$$q = -2.c^3 - 90.(d - c)^2.\frac{A_s}{b} = 24386{,}10$$

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1{,}325.10^7$$

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}99 \Rightarrow \varphi = 171{,}89°$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 46{,}20$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -46{,}15cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 24{,}96cm$$

$$y_3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 21{,}18cm$$

La solution qui convient est : $y_c=24,96cm$

Car : $y_{ser}=y_c+c$

$0 < y_{ser} < d$

$0 < y_{ser}=24,96-23,34=1,62cm < 8cm$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 1,62cm \\ y_c = 24,96cm \end{cases}$

III.*1.8. vérification des contraintes :*

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n\left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2\right] = 862,18cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 x 24,96.10}{862,18.10^4}\right) x16,2 = 0,99MPa < \overline{\sigma}_{bc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

***b.* Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \le \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Acier\ tendu$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \le \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Acier\ comprimé$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0,5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 250MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (\eta = 1,6\ pour\ les\ aciers\ HA)$$

$$\sigma_s = 58,65MPa < \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

$$\sigma'_s = -3,49MPa < \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

III.*1.9 Vérification au séisme : [2]*

D'après *RPA 99 version 2003*, l'acrotère doit être vérifié sous la sollicitation suivante :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P < T_u$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par *l'RPA 99 version 2003* à partir du *tableau (4.1)* pour la zone et le groupe d'usage. Zone III $\Rightarrow$ A = 0,25.

- C_P : Facteur de force horizontale donné par *l'RPA 99 version 2003* à partir du *tableau (6.1)*

$\Rightarrow C_P = 0,8$.

- W_P : Poids de l'élément considéré $\Rightarrow W_P = 1,725$ kN/ml.

$F_P = 1,656\ kN > T_u = 1,5\ kN$..... Donc on prend : $T_u = 1,656kN$.

III.*1.10. vérification de l'effort tranchant :*

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1,656.10^3}{1000.80} = 0,021MPa < \bar{\tau}_u \text{.....} vérifiée$$

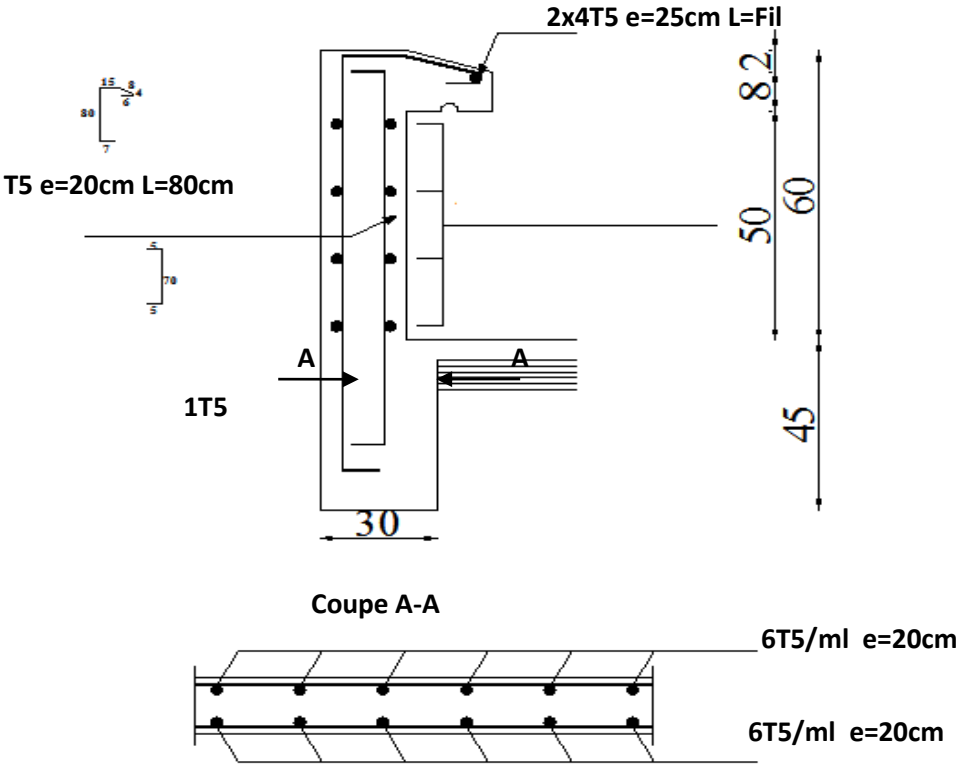


Figure* III.*1.6 : *disposition constructive des armatures de l'acrotère*

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

III.2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension *(20x20x65) cm^3* avec une dalle de compression de 4*cm* d'épaisseur.

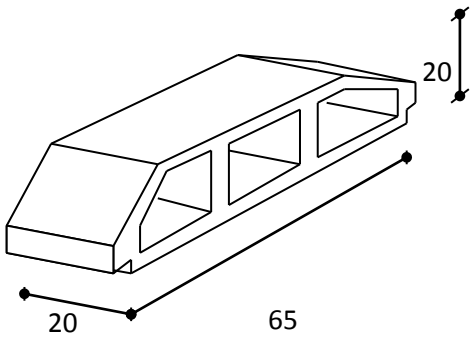


Figure* III.2.1.*: *Dimension du corps creux*

III.2.2.1 <u>Etude des poutrelles :</u>

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

a.1. <u>Dimensions des poutrelles :</u>

$$h_t = 24cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20cm \quad ; \quad h_0 = 4cm \\ b = 65cm \quad ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \dfrac{b - b_0}{2} = 26.5cm \end{cases}$$

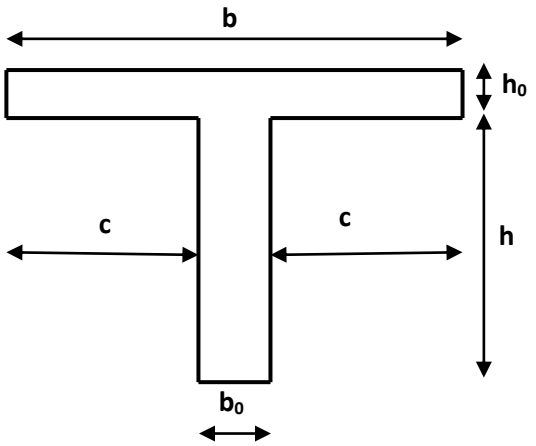


Figure* III.2.2*: *Dimension des poutrelles*

a.2. <u>Calcul des poutrelles :</u>

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1ère étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression.

* ***<u>1ère étape :</u>*** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée *L=5.05 m*
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier *Q=1kN/m²*

Evaluation des charges et surcharges :

- ***Charges permanentes :***

Poids propre de la poutrelle……*0,12x0,05x25=0,15kN/ml*

Poids du corps creux……..*0,65x0,20x14=1,82kN/ml*

G=1,97kN/ml

- ***Charges d'exploitation :***

Q=1x0,65=0,65kN/ml

Combinaison des charges :

- ***E.L.U :*** $q_u=1,35G+1,5Q=$***3,64kN/ml***
- ***E.L.S :*** $q_{ser}=G+Q=$***2,62kN/ml***

Calcul des moments :

On a : L_{max} = 5,05m

$$M_u = \frac{3,64 \times 5,05^2}{8} = 11,57 kN.m$$

$$M_S = \frac{2,62 \cdot 5,05^2}{8} = 8,35 kN.m$$

Ferraillage :

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

h = 5 cm ; b = 12 cm ; d = 0,9h = 4.5 cm ; σ_{bc} = 14,17 MPa ; $\sigma_S = 348MPa$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11{,}57\times10^6}{120\times45^2\times14{,}17} = 3{,}36 > 0{,}392 \Rightarrow A_S' \neq 0.$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* ***2ème étape :*** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en " Té "

b = 65cm ; b_0 = 12cm ; h_0 = 4 cm ; h = 20cm ; h_t = 24cm ; d = 0,9 h_t = 21,16cm.

Evaluation des charges et surcharges :

- ***Plancher terrasse :***

Charge permanentes :

G=6,97x0, 65=4,53kN/ml

Surcharges d'exploitation :

Q=1x0, 65=0, 65 kN/ml

❖ ***Plancher courant :***

Charge permanente :

G=5,54x0.65=3,6kN/ml

Surcharge d'exploitation :

Q=2,5x0,65=1,63kN/ml

Combinaison des charges :

➢ ***Plancher terrasse***

ELU : q_u = 1,35G + 1,5 Q $\Rightarrow$ q_u = 7 ,1kN/ml.

ELS: q_s = (G + Q). $\Rightarrow$ q_s = 5,18kN/ml.

➢ ***Plancher courant***

ELU : q_u = (1,35G + 1,5 Q). $\Rightarrow$ q_u = 7,32kN/ml.

ELS: q_s = (G + Q). $\Rightarrow$ q_s = 5,24kN/ml.

<u>Conclusion :</u>

Le plancher courant est le plus sollicité.

<u>Calcul des moments :</u>

➢ ***1^{èr} TYPE : poutrelle à deux travées.***

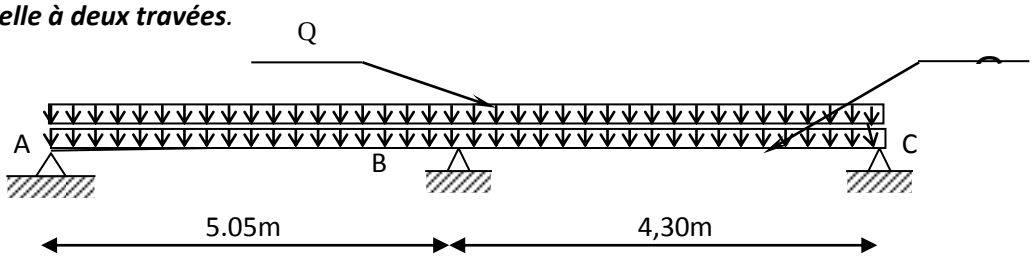


Figure. III.2.3: Schéma statique de la poutrelle à deux travées

a. choix de la méthode de calcul

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles qui sont considérés comme des poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

-La méthode de forfaitaire.

-La méthode de caquot.

On peut utiliser aussi **la méthode des 03 moments**, mais cette méthode peut être critiquée pour les raisons suivantes :

- Elle suppose que la section résistante est homogène et constante.
- Pour une section en Té la table n'intervient pas sur les appuis (moment négatif- béton tendu), et intervient au maximum en travée.
- Les conditions d'exécution par phase finale que le béton peut avoir des caractéristiques différentes selon les zones.
- L'expérience montre qu'on obtient des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées.

a.1. Méthode de forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) $Q \leq \max (2G ; 5\ kN/m^2)$
2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0{,}8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1{,}25$
4) Fissuration peu nuisible.

Application

1) $Q = 2.5kN/m^2 <$ $5\ kN/m^2$

$2G = 7{,}2kN/m^2$ …… condition vérifié.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5,05}{4,30} = 1,17 \Rightarrow$ 0,8 < 1,18< 1,25 ……condition vérifié

4) La fissuration est peu nuisible.

$\Rightarrow$ Alors cette méthode est applicable.

a.2. Principe de la méthode de forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

Moment sur travée intermédiaire

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$M_t \geq \max\left(1,5M_0 - \left(\frac{M_w - M_e}{2}\right); (1+0,3\alpha)M_0\right) - \left(\frac{M_w - M_e}{2}\right)$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\ \alpha)\frac{M_0}{2} & \text{Travée intermédiaire.} \\ (1,2 + 0,3\ \alpha)\ \frac{M_0}{2} & \text{Travée de rive.} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w; M_e) : valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

M_t: moment maximal dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- M = 0,2 M_0 appuis de rive.
- M = 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- M = 0,5 M_0 appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- M = 0,4 M_0 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

b. Calcul des moments

b.1. ELU

Moment sur appuis

Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \times (5,05)^2}{8} = 23,33kN.m \Rightarrow \begin{cases} Ma = 0,2\ M0 = 4,66\ Kn.m \\ Mb = 0,6\ M0 = 14\ kN.m \\ Mc = 0,2\ M0 = 3,38\ kN.m \end{cases}$$

Travée B-C

$$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \cdot (4,25)^2}{8} = 16,9kN.m$$

Moment en travée

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05\ M_0 \\ (1 + 0,3\ \alpha)\ M_0 \end{cases} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

α=0,31

- **Travée A-B**

M_t^{AB} = 16,16 kN.m

- **Travée B-C**

M_t^{BC} = 9,78 kN.m

b.2. ELS :

Moment sur appuis

Travée A-B:

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5,24 \times (5,05)^2}{8} = 16,57kN.m \Rightarrow \begin{cases} Ma = 0,2\ M0 = 3,31\ kN.m \\ Mb = 0,6\ M0 = 9,94\ kN.m \\ Mc = 0,2\ M0 = 2,37\ kN.m \end{cases}$$

Travée B-C:

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5,24.(4,30)^2}{8} = 11,83kN.m$$

Moment en travée

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \end{cases} \quad - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

- **Travée A-B**

M_t^{AB} = 11,48kN.m

- **Travée B-C**

M_t^{BC} = 7,64kN.m

Récapitulation

Sur Appuis

Tableau III.1.1 : Moments sur appuis (kN.m)

	M_a (kN.m)	**M_B (kN.m)**	**M_C (kN.m)**
ELU	4,66	14	3,38
ELS	3,31	9,94	2,37

En Travée

Tableau III.1.2 : Moments en travée.

	M_{AB} (kN.m)	**M_{BC} (kN.m)**
ELU	16,16	9,78
ELS	11,48	7,64

ELU:

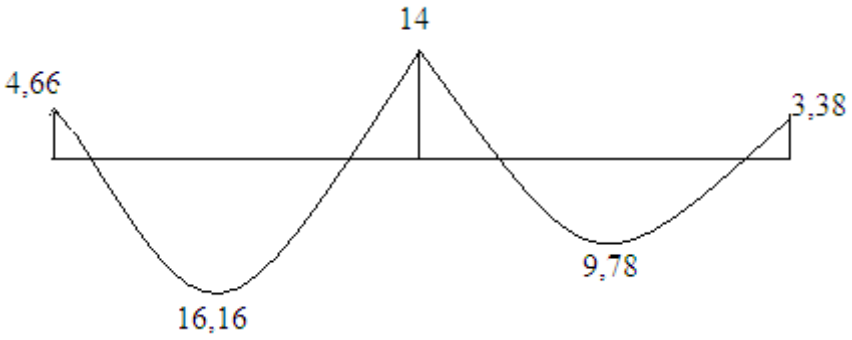


Figure III.2.4 : Diagrammes des moments (kN.m)

ELS:

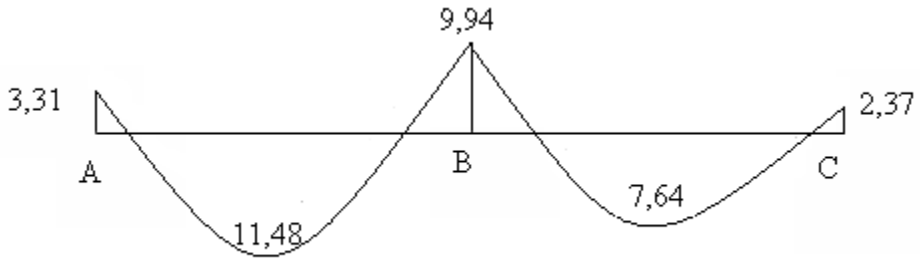


Figure III.2.5 : Diagrammes des moments (kN.m)

2ème TYPE : **Poutrelle a trois travées**

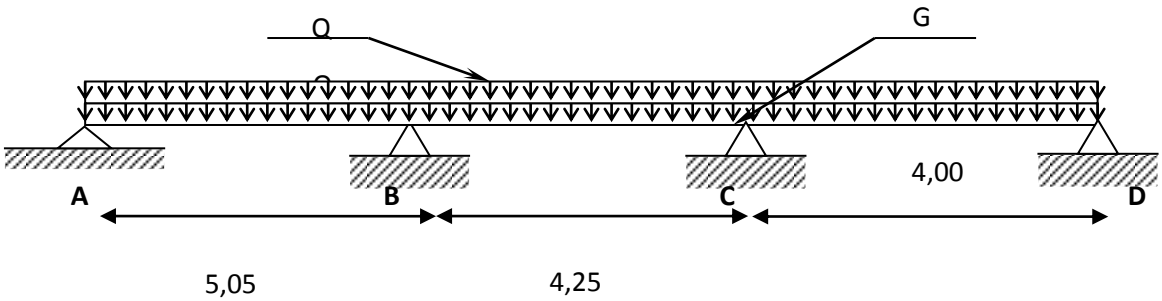


Figure III.2.6: schéma statique de la poutrelle à trois travée

- ***Condition d'application de méthode forfaitaire***
-

1) Q = 2,5kN/m² < $\left\{ 5\ \text{kN/m}^2 \right.$

2G = 7,46 kN/m² …….. condition vérifiée

2) $M_a = M_c = 0{,}2\ M_0$

3) $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{5{,}05}{4{,}25} = 1{,}18 \Rightarrow$ 0,8 < 1,18< 1,25 ……condition vérifiée

$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4{,}25}{4{,}00} = 1{,}06 \Rightarrow$ 0,8 < 1,06< 1,25 ……condition vérifiée

4) La fissuration est peu nuisible.

$\Rightarrow$ Alors cette méthode est applicable

a. Calcul des moments

a.1. ELU

Moment sur appuis

Travée A-B

$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \times (5,05)^2}{8} = 23,15 kN.m$

$$\Rightarrow \begin{cases} Ma = 0,2\ M0 = 4,63\ kN.m \\ Mb = 0,5\ M0 = 11,58\ kN.m \\ Mc = 0,5M0 = 8,63 kN.m \\ Md = 0,2\ M0 = 2,93\ kN.m \end{cases}$$

Travée B-C

$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \cdot (4,25)^2}{8} = 16,53 kN.m$

Travée C-D

$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \cdot (4,00)^2}{8} = 14,64 kN.m$

Moment en travée

- Travée de rive (A-B) et (C-D)

$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05\ M_0 \\ -\frac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0,3\ \alpha)\ M_0 \end{cases}$

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

Donc : *α=QB/ (QB+G)*

α=0,31

$\Rightarrow$ **M_t^{AB} = 17,19 kN.m**

$\Rightarrow$ **M_t^{CD} = 10,22 kN.m**

- Travée intermédiaire (B-C)

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \\ -\dfrac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

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

Donc : $\alpha = QB/(QB+G) = 0{,}31$

$\Rightarrow$ **M_t^{BC} = 9,03kN.m**

a.2. ELS

Moment sur appuis

Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (5{,}05)^2}{8} = 16{,}57 kN.m$$

Travée B-C

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (4{,}25)^2}{8} = 11.83 kN.m$$

Travée C-D

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (4{,}00)^2}{8} = 10.48 kN.m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Ma = 0{,}2\ M0 = 3{,}31\ \text{kN.m} \\ Mb = 0{,}5\ M0 = 8{,}29\ \text{kN.m} \\ Mc = 0{,}5\ M0 = 5{,}92\ \text{kN.m} \\ Md = 0{,}2\ M0 = 2{,}1\ \text{kN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

- <u>Travée de rives (A-B) et (C-D)</u>

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ -\dfrac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \end{cases}$$

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

Donc : **M_t^{AB} = 12,31 kN.m**

M_t^{CD} = 7,44 kN.m

- <u>Travée intermédiaire (B-C)</u>

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ -\dfrac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \end{cases}$$

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

Donc : *α=QB/ (QB+G)=0,3*

$\Rightarrow$ **M_t^{BC} = 6,47kN.m**

Sur Appuis:

Tableau III.2.3 : **Moments sur appuis**

	M_a (kN.m)	M_B (kN.m)	M_C (kN.m)	M_D (kN.m)
ELU	4, 63	11,58	8,63	2,93
ELS	3,31	8,29	5,92	2,1

En Travées :

Tableau III.2.4 : Moments en travées.

	M_{AB} (kN.m)	M_{BC} (kN.m)	M_{CD} (kN.m)
ELU	17,19	9,03	10,22
ELS	12,31	6,47	7,44
ELS	12,31	6,47	7,44

3^{me} TYPE : Poutrelle a quatre travées

Figure III.2.7.schéma statique de la poutrelle a quatre travée

Condition d'application de méthode forfaitaire

1) Q = 2,5kN/m² < $\begin{cases} 5\ \text{kN/m}^2 \\ \\ 2G = 7,46\ \text{kN/m}^2 \end{cases}$ ..... condition vérifiée

2) $\frac{L_1}{L_2} = \frac{5,05}{4,25} = 1,18 \Rightarrow$ 0,8 < 1,18< 1,25 .....condition vérifiée

$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4,25}{3,60} = 1,18 \Rightarrow$ 0,8 < 1,18< 1,25 .....condition vérifiée

$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3,60}{3,30} = 1,09 \Rightarrow$ 0,8 < 1,09< 1,25 .....condition vérifiée

3) le moment d'inertie est le même sur toute section dans la poutrelle

4) La fissuration est peu nuisible.

$\Rightarrow$ Alors cette méthode est applicable

a. Calcul des moments

a.1. ELU:

Moment sur appuis

Travée A-B

$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \times (5,05)^2}{8} = 23,33 kN.m$

$\Rightarrow \begin{cases} Ma = 0,2\ M0 = 4,63\ \text{kN.m} \\ Mb = 0,5\ M0 = 11,66\ \text{kN.m} \\ Mc = 0,4\ M0 = 6,61\ \text{kN.m} \\ Md = 0,5\ M0 = 5,92\ \text{kN.m} \\ Me = 0,2\ M0 = 1,99\ \text{kN.m} \end{cases}$

Travée B-C

$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7,32 \cdot (4,25)^2}{8} = 16,53 kN.m$

Travée C-D

$$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7{,}32 \cdot (3{,}6)^2}{8} = 11{,}85 kN.m$$

Travée D-E

$$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{7{,}32 \cdot (3{,}3)^2}{8} = 9{,}96 kN.m$$

Moment en travée

- Travée de rive (A-B) & (D-E)

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \\ -\dfrac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

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

Donc : $\alpha = QB/(QB+G)$

$\alpha = 0{,}31$

$\Rightarrow$ **M_t^{AB} = 17, 34 kN.m**

$\Rightarrow$ **M_t^{DE} = 6,93 kN.m**

- Travée intermédiaire (B-C)& (C-D)

$$\begin{cases} \\ \\ \\ \end{cases}$$

1,05 M_0

$M_t \geq \max$ - $\frac{M_w + M_e}{2}$

(1 + 0,3 α) M_0

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

Donc : *α=QB/ (QB+G)=0,31*

$\Rightarrow$ **M_t^{BC} = 9,03kN.m**

$\Rightarrow$ **M_t^{CD} = 6,69kN.m**

a.2. ELS

Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (5{,}05)^2}{8} = 16{,}70 kN.m$$

Travée B-C

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (4{,}25)^2}{8} = 11{,}83 kN.m$$

Travée C-D

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (3{,}60)^2}{8} = 8{,}48 kN.m$$

Travée D-E

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{5{,}24 \times (3{,}30)^2}{8} = 7{,}13 kN.m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Ma = 0{,}2\ M0 = 3{,}34\ kN.m \\ Mb = 0{,}5\ M0 = 8{,}35\ kN.m \\ Mc = 0{,}4\ M0 = 4{,}73\ kN.m \\ Md = 0{,}5\ M0 = 4{,}24\ kN.m \\ Me = 0{,}2\ M0 = 1{,}42\ kN.m \end{cases}$$

Moment en travée

- Travée de rives (A-B) et (D-E)

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ -\dfrac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \end{cases}$$

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

Donc : **M_t^{AB} = 12,41 kN.m**

M_t^{DE} = 4,96 kN.m

- Travée intermédiaire (B-C)& (C-D)

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1{,}05\ M_0 \\ -\dfrac{M_w + M_e}{2} \\ (1 + 0{,}3\ \alpha)\ M_0 \end{cases}$$

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

Donc : *α=QB/ (QB+G)=0,31*

⇒ **M_t^{BC} = 6,46kN.m**

⇒ **M_t^{CD} = 4,78kN.m**

Récapitulation

Sur Appuis:

Tableau III.1.5 : Moments sur appuis

	M_a (kN.m)	**M_B (kN.m)**	**M_C (kN.m)**	**M_D (kN.m)**	**M_E (kN.m)**

ELU	4, 63	11,66	6,61	5,92	1,99
ELS	3,34	8,35	4,73	4,24	1,42

En Travées :

Tableau III.1.6 Moments en travées.

	M_{AB} (kN.m)	M_{BC} (kN.m)	M_{CD} (kN.m)	M_{DE} (kN.m)
ELU	17,34	9,03	6,69	6,93
ELS	12,41	6,46	4,78	4,96

4me TYPE : Poutrelle a cinq travées

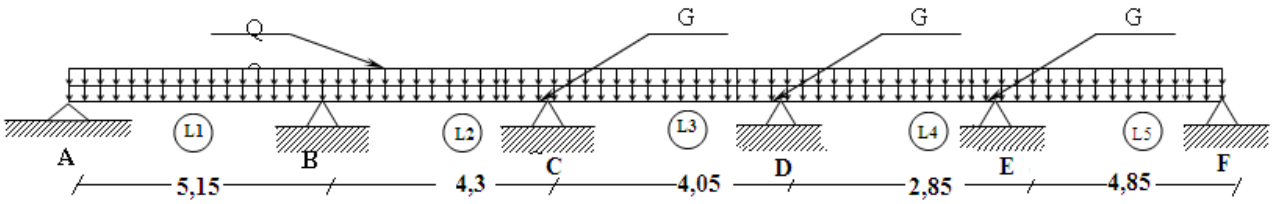


Figure III.2.8: Schéma statique de la poutrelle a cinq travées

Condition d'application de méthode forfaitaire

1) Q = 2,5kN/m² < $\begin{cases} 5\ \text{kN/m}^2 \\ \\ 2G = 7,46\ \text{kN/m}^2 \end{cases}$ ..... condition vérifiée

2) $\frac{L_1}{L_2} = \frac{5,15}{4,30} = 1,19 \Rightarrow$ 0,8 < 1,19< 1,25 .....condition vérifiée

$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4,3}{4,05} = 1,06 \Rightarrow$ 0,8 < 1,06< 1,25 .....condition vérifiée

$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4,05}{2,85} = 1,42 \Rightarrow$ 1,42>1,25 ……condition non vérifiée

La deuxième condition de la méthode de forfaitaire est non vérifiée alors on passe à la méthode de caquot

a. Méthode De Caquot

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.1. Exposé de la méthode

Moment sur appuis

$* M_a = 0,15 M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\ de\ rives$

$* M_a = -\frac{q_w^{reduit} l_w^{'3} + q_e^{reduit} l_e^{'3}}{8,5\left(l_w^{'} + l_e^{'}\right)} \ldots\ldots\ldots\ldots Appui \sin\ termédiaires$

Moment en travée

$$M_t(x) = M_w - Tw.X_O - \frac{q^{réel}.X_O}{2} \qquad X_O = -\frac{Tw}{q^{réel}}$$

Où « l » représente la portée de la travée libre

. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$: Moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

. $q_u^{réel} = 1,35.G + 1,5.Q$

. $q_u^{réduit} = 1{,}35.\frac{2}{3}.G + 1{,}5.Q$

. M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w: Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

l'=l……pour une travée de rive

l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

. **Effort tranchant**

. $T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - q_{réel}.\frac{l}{2}$: L'effort tranchant gauche

. $T_e = T_w + q_{réel}.l$: L'effort tranchant droite

Application

Le principe de la méthode se base sur le chargement de la charge et la décharge d'exploitation sur les travées

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

a.2. ELU

1ere cas : chargement total de la poutre

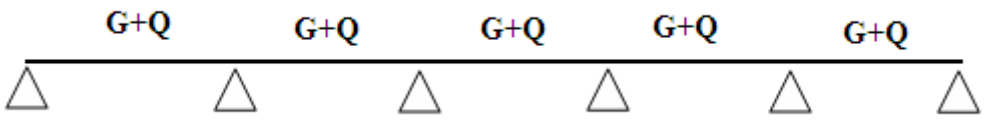


Tableau III.2.7: Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELU 1° cas

Travées	**1-2**		**2-3**		**3-4**		**4-5**		**5-6**	
Longueur réelle (l)	5,15		4,3		4,05		2,85		4,85	
Longueur réduite (l')	5,15		3,44		3,24		2,28		4,85	
G(KN /m²)	3,6		3,6		3,6		3,6		3,6	
Q(KN /m²)	1,63		1,63		1,63		1,63		1,63	
$q_u^{réduit}$ $q_u^{réel}$	5,685	7,305	5,685	7,305	5,685	7,305	5,685	7,305	5,685	7,305
Ma(KN .M)	-3,63	-13,8		-7,48		-5,56		-11,81		-3,22
Mw,Me (KN)	-3,63	-13,8	-13,8	-7,48	-7,48	-5,56	-5,56	-11,81	-11,81	-3,22
Tw(KN)	-16,84		-17,18		-15,27		-8,22		-19,49	
Te(KN)	20,78		14,23		14,32		12,6		15,94	
Xo	2,31		2,35		2,09		1,13		2,67	
MT (KN .m)	15,78		6,4		8,48		-0,94		14,19	

2eme cas : chargement partiel de la poutre

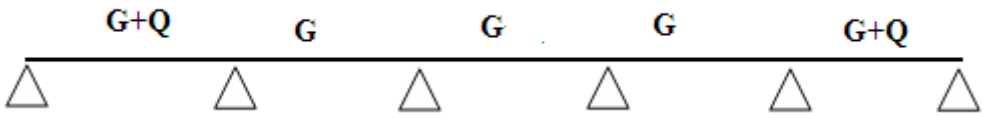


Tableau III.2.8 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELU 2° cas

Travées	**1-2**	**2-3**	**3-4**	**4-5**	**5-6**
Longueur réelle (l)	5,15	4,3	4,05	2,85	4,85

Longueur réduite(l')	5,15		3,44		3,24		2,28		4,85	
G(KN /m²)	3,6		3,6		3,6		3,6		3,6	
Q(KN /m²)	1,63		0		0		0		1,63	
$q_u^{réduit}$ $q_u^{réel}$	5,685	7,305	3,24	4,86	3,24	4,86	3,24	4,86	5,685	7,305
Ma(KN .M)	-3,63	-12,44		-4,26		-3,17		-11,34		-3,22
Mw,Me (KN)	-3,63	-12,44	-12,44	-4,26	-4,26	-3,17	-3,17	-11,34	-11,34	-3,22
Tw(KN)	-17,1		-12,35		-10,11		-4,06		-19,39	
Te(KN)	20,52		8,55		9,57		9,79		16,04	
Xo	2,34		2,54		2,08		0,84		2,65	
MT (KN .m)	16,38		3,25		6,26		-1,47		14,39	

3eme cas : chargement partiel de la poutre

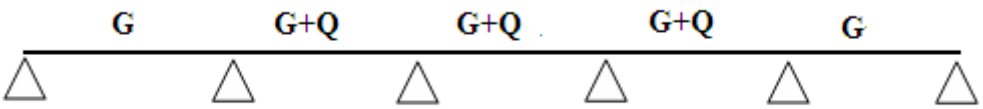


Tableau III.2.9 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELU 3° cas

Travées	1-2		2-3		3-4		4-5		5-6	
Longueur réelle (l)	5,15		4,3		4,05		2,85		4,85	
Longueur réduite(l')	5,15		3,44		3,24		2,28		4,85	
G(KN /m²)	3,6		3,6		3,6		3,6		3,6	
Q(KN /m²)	0		1,63		1,63		1,63		0	
$q_u^{réduit}$ $q_u^{réel}$	3,24	4,86	5,685	7,305	5,685	7,305	5,685	7,305	3,24	4,86
Ma(KN .M)	-2,42	-9,23		-7,48		-5,56		-7,21		-2,14
Mw,Me (KN)	-2,42	-9,23	-9,23	-7,48	-7,48	-5,56	-5,56	-7,21	-7,21	-2,14
Tw(KN)	-11,19		-16,11		-15,27		-9,83		-12,83	

Te(KN)	13,84	15,3	14,32	10,99	10,74
Xo	2,3	2,21	2,09	1,35	2,64
MT (KN .m)	10,46	8,53	8,48	1,05	9,73

a.3. ELS

1ere cas : chargement total de la poutre

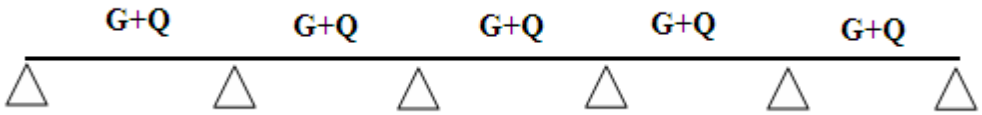


Tableau III.1.10 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELS 1° cas

Travées		**1-2**		**2-3**		**3-4**		**4-5**		**5-6**	
Longueur réelle (l)		5,15		4,3		4,05		2,85		4,85	
Longueur réduite(l')		5,15		3,44		3,24		2,28		4,85	
G(KN /m²)		3,6		3,6		3,6		3,6		3,6	
Q(KN /m²)		1,63		1,63		1,63		1,63		1,63	
$q_u^{réduit}$	$q_u^{réel}$	4,03	5,23	4,03	5,23	4,03	5,23	4,03	5,23	4,03	5,23
Ma(KN .M)		-2,6	-9,79		-5,3		-3,94		-8,37		-2,31
Mw,Me (KN)		-2,6	-9,79	-9,79	-5,3	-5,3	-3,94	-3,94	-8,37	-8,37	-2,31
Tw(KN)		-12,07		-12,29		-10,93		-5,9		-13,93	
Te(KN)		14,86		10,2		10,25		9,01		11,44	
Xo		2,31		2,35		2,09		1,13		2,66	
MT (KN .m)		11,33		4,65		6,12		-0,61		10,18	

2eme cas : chargement partiel de la poutre

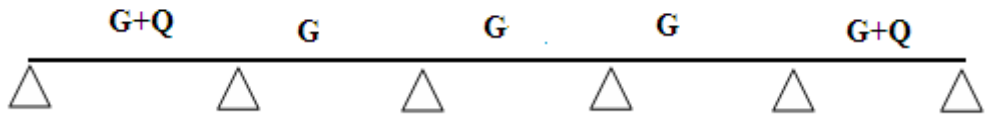


Tableau III.1.11: Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELS 2° cas

Travées	**1-2**		**2-3**		**3-4**		**4-5**		**5-6**	
Longueur réelle (l)	5,15		4,3		4,05		2,85		4,85	
Longueur réduite (l')	5,15		3,44		3,24		2,28		4,85	
G(KN /m²)	3,6		3,6		3,6		3,6		3,6	
Q(KN /m²)	1,63		0		0		0		1,63	
$q_u^{réduit}$ $q_u^{réel}$	4,03	5,23	2,4	3,6	2,4	3,6	2,4	3,6	4,03	5,23
Ma(KN .M)	-2,6	-8,88		-3,16		-2,35		-8,06		-2,31
Mw,Me (KN)	-2,6	-8,88	-8,88	-3,16	-3,16	-2,35	-2,35	-8,06	-8,06	-2,31
Tw(KN)	-12,25		-9,07		-7,49		-3,13		-13,87	
Te(KN)	14,68		6,41		7,09		7,13		11,5	
Xo	2,34		2,52		2,08		0,87		2,65	
MT (KN .m)	11,75		2,55		4,63		-0,99		10,33	

3eme cas : chargement partiel de la poutre

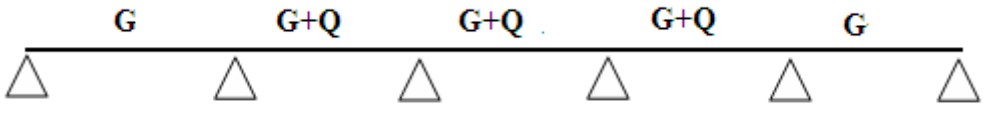


Tableau III.1.12 : Calcul des efforts internes des poutrelles à l'ELS 3° cas

Travées	**1-2**	**2-3**	**3-4**	**4-5**	**5-6**

Longueur réelle (l)	5,15		4,3		4,05		2,85		4,85	
Longueur réduite (l')	5,15		3,44		3,24		2,28		4,85	
G(KN /m²)	3,6		3,6		3,6		3,6		3,6	
Q(KN /m²)	0		1,63		1,63		1,63		0	
$q_u^{réduit}$ $q_u^{réel}$	2,4	3,6	4,03	5,23	4,03	5,23	4,03	5,23	2,4	3,6
Ma(KN .M)	-1,79	-6,74		-5,3		-3,94		-5,31		-1,59
Mw,Me (KN)	-1,79	-6,74		5,3	-5,3	-3,94	-3,94	-5,31	-5,31	-1,59
Tw(KN)	-8,31		-11,58		-10,93		-6,97		-9,5	
Te(KN)	10,23		10,91		10,25		7,94		7,96	
Xo	2,31		2,21		2,09		1,33		2,64	
MT (KN .m)	7,8		6,08		6,12		0,7		7,22	

Récapitulation

Moment Sur Appuis :

Tableau III.1.13 : Moment Sur Appuis

	M_a (kN.m)	M_B (kN.m)	M_C (kN.m)	M_D (kN.m)	M_E (kN.m)	M_F (kN.m)
ELU	-3,63	-13,8	-7,48	-5,56	-11,81	-3,22
ELS	-2,6	-9,79	-5,3	-3,94	-8,37	-2,31

Moment En Travées :

Tableau III.1.14 : Moment en travées

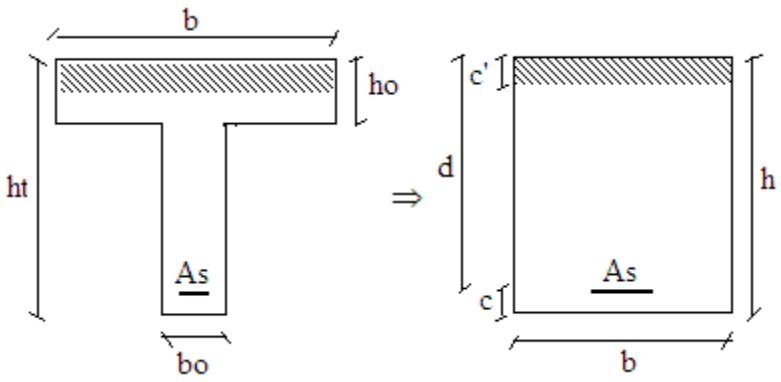
	M_{AB} (kN.m)	M_{BC} (kN.m)	M_{CD} (kN.m)	M_{DE} (kN.m)	M_{EF} (kN.m)
ELU	16,38	3,25	6,26	-1,47	14,39
ELS	11,75	2,55	4,63	-0,99	10,33

b. Calcul du ferraillage

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

b.1.Sollicitations

Les efforts max en travée et sur appuis sont :



▪ **ELU :**

En travée : Mmax =17,34KN.m

Sur appui : Mmax=14 kN.m

▪ **ELS :**

En travée : Mmax =12,41 KN.m

Sur appui : Mmax=9,94 kN.m

b.2. ferraillages en travée

b = 65cm ; b_0 = 12cm ;

h_0 = 4 cm ; h = 20cm ; h_t = 24cm

d = 0,9 h_t =21,5cm c'=2,5cm

fe=400MPa ;fc_{28}=25MPa;

ft_{28}=2,1MPa ; $\sigma_{bc} = 14{,}2MPa$

le calcul des sections en(Té) se effectué différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure .

-si $\mathbf{M_U < M_{tab}}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

-si $\mathbf{M_U > M_{tab}}$: l'axe neutre est dans la table ou dans nervure

Avec : $M_{tab} = b.h_0.\sigma_{bc}(d - h_0/2) = 55{,}38kNm$

On a : $M_u < M_{tab}$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de la largeur constante égale à la largeur de la table (b) donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple .

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion on aura:

Tableau III.1.15: Calcul des sections d'armatures en travée

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	μ<0,186	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)
17,34	0,042	Oui	0,053	20,71	oui	348	2, 40	0

Condition de non fragilité **[3]** (page 47)

$As_{\min} \geq 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}66cm^2$ ..... la condition est vérifiée

$\Rightarrow$ on choisit : **2HA12+ 1HA10**=3,05cm^2

b.3. Ferraillages sur appuis

On a: M_{max}=14kN.m< M_{tab}=55,38KN.m

- l'axe neutre est dans la table de compression donc la section étudiée assimilé comme une section rectangulaire ($b_0$xh) en flexion simple.

Tableau III.1.16: Calcul des sections d'armatures sur appui

M_u (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	σ_S (MPa)	A_s (cm^2)	A'_S (cm
14	0,034	Oui	0,043	20,8	348	1,93	0

Condition de non fragilité : **[3]** (page 47)

$As_{\min} \geq 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}66cm^2$ .....Condition est vérifiée

$\Rightarrow$ On choisit : **2HA12**=2,26cm²

b.4.Vérifications

b.4.1 .Vérifications à l'ELU

b.4.1.1 Effort tranchant (cisaillement de béton) **[1]** (page 39) , **[3]** (page 49)

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

On doit vérifiée que $\tau_u^{\max} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement admissible

$\tau_u^{\max}$: Contrainte de cisaillement a ELU

Où : $\overline{\tau_u} = Min\left\{0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3,33MPa$..... Fissuration peu nuisible

Tel que: $\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_o.d} = 0,74 \leq \overline{\tau_u}$ .....condition vérifiée

Où : $T_u^{max} = \frac{7,32 \times 5,15}{2} = 18,85KN$

b.4.1.2 Au voisinage des appuis

a- Appuis de rive

•***Vérification de la compression de béton*** **[1]** (page 42)**, [3]** (page 49)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \cdot b_0 \cdot d} \leq 0,4\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=18,85 kN

$\sigma_b = 0,822MPA \leq 6,67MPa$ ..... condition vérifiée

•***vérification des armateurs longitudinale (section minimale)*** **[3]** (page 49)

As =2,26cm$^2 \geq \frac{Tu}{\frac{fe}{\gamma_s}}$ =0.54cm^2..... **condition vérifiée**

b- Appuis intermédiaire

•***vérification des armateurs longitudinale (section minimale)*** **[3]** (page 49)

$$A_S \geq \left[\frac{T_U + \frac{M_u}{0{,}9.d}}{\sigma_S} \right] < 0 \quad A_S = 2{,}62cm^2 \geq 0{,}54cm^2 < 0$$ ……condition Vérifié

Remarque

Pour la contrainte de compression, il faut effectuer la même vérification que pour un appui simple mais de chaque coté de l'appui (gauche et droite)

b.4.2 Vérification a ELS

La vérification ce fait d'après le "CBA 93 "**.**

La fissuration est considérée est peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

b.4.2.1- Vérification de contrainte du béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} \cdot y$

Avec b=65cm (travée) ;b_0=12cm (appuis) ;c=c'=2,5cm*;; d=21,5cm l=5,15m*

- Position de l'axe neutre & Moment d'inertie

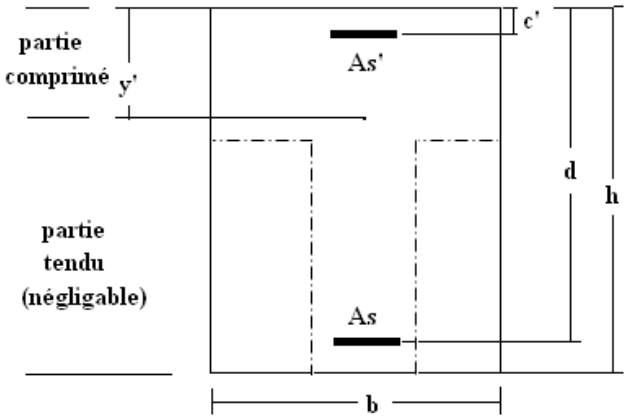
1-On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

Alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA_s'(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y'=est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie

$$\Rightarrow \begin{cases} y' = \dfrac{-n(As'+As)+\sqrt{n^2(As'+As)^2+2.b.n.(c'.As'+d.As)}}{b} \\ I = \dfrac{b}{3}y'^3+nA_s'(y'-c')^2+nA_s(d-y')^2 \quad \text{si} \quad y' < h_0 \end{cases}$$

Avec : n= $\dfrac{Es}{Eb}=15$



Si $y' > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

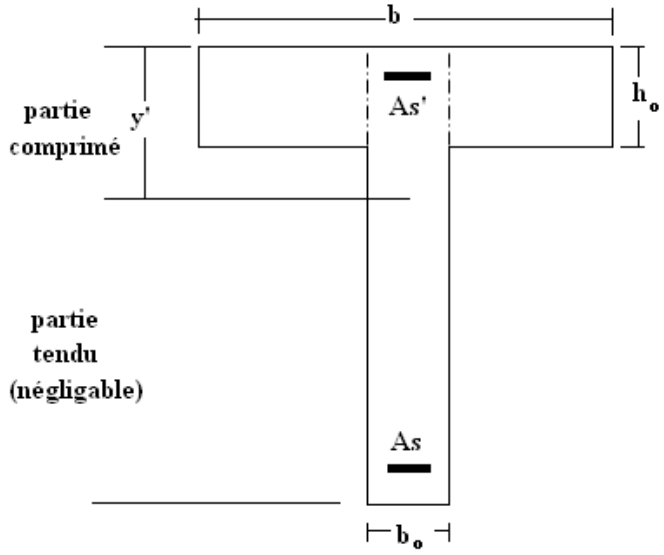
$b_0 y^2+\left[2(b-b_0)h_0+30(A_s-A_s')\right]y-\left[(b-b_0)h_0^2+30(dA_s+c'A_s')\right]=0$ (cas d'une section Té)

$$\Rightarrow \begin{cases} y = \dfrac{-\left(2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)\right) + \sqrt{\left(2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)\right)^2 + 4 \times b_0 \times \left((b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)\right)}}{2 \times b_0} \\ I = \dfrac{b_0}{3} y^3 + \dfrac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \dfrac{h_0}{2}\right)^2 + n\left[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2\right] \qquad \text{Si } y' > h_0 \end{cases}$$

Remarque

Le moment d'inertie **I** du béton est calculé

Juste dans la partie comprimé.



-Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Application

Tableau III.1.17 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	Mser (kN.m)	As (cm ^{2})	As' (cm ^{2})	Y (cm)	I (cm ^{4})	$\sigma_{bc}(MPa)$	Obs
travée	12,41	3,05	1,13	5,32	15333,49	4,31	Vérifie
appuis	9,94	2,26	3,05	4,01	12574,4	4,3	Vérifie

b.4.2.2. **Vérification de la flèche**

La valeur de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec h=24cm, b_0=12cm ; d=21,5cm ; c'2,5cm ; l=5,15m ; M_{tser}=12,41kN.m ; M_0=21,01kN.m ; As=3,05cm²; fe=400MPa

Alors :

- $\frac{h}{l} = 0,0466 \prec \frac{1}{16} = 0,0625$..... Condition non vérifie

Puisque la 1er condition n'est pas vérifiée, il est requis de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \qquad (L \succ 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées. $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$

f_v : La flèche due aux charges de longues durée. $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Position de l'axe neutre « y_1 » (centre de gravité)

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right) + nA_s d + nAs'C'}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + nA_s + nAs'} = 8{,}72\text{cm}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène (non fissurée) « I_0 »

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + nA_s(d-y_1)^2 + nAs'(c'-y_1) = 34906{,}71\text{cm}^4$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs:

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\,f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} = 3{,}43$$ Pour la déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}37$$ Pour la déformation différée.

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}012$$ Pourcentage des armatures tendues.

$$\sigma_s = \frac{Mser}{As.z} = 196{,}47Mpa$$ Contrainte de traction dans l'armateur correspondant au cas de charge étudiée,

$$\mu = \max\left[0\,;1-\frac{1{,}75\,f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}\right] = 0{,}68$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} = 11522{,}4406\ \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_v\mu} = 19878{,}5364\ \text{cm}^4$$

La flèche due aux charges instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} = 0{,}888\text{cm}$$

La flèche due aux charges de longue durée.

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 1{,}53\text{cm}$$

La flèche totale:

$$f_t = \Delta f_t = fv - fi = 0{,}642cm$$

D'où $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 = 1{,}015cm \Rightarrow f_t < \bar{f}$ .....condition de flèche est vérifiée

C. Ferraillage transversale

L'acier choisit pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe = 235 MPa).

Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

❖ **Selon le CBA 93 [1]** (page 40)

$$\left[\begin{array}{l} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3.f_{tj}\cdot.K}{0{,}9.\dfrac{f_e}{\gamma_S}} \quad Avec: K = 1 \quad pas\ de\ réprise\ \ de\ betonage \\ S_t \leq \min\left\{0{,}9.d;\ 40\ cm\right\} \\ \dfrac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 40Mpa \end{array}\right.$$

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \phi_l\ ;\ \frac{b_o}{10}\right)$$ **[3]** (page 49)

❖ **Selon le RPA 99 [2]** (page 53)

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003.b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12.\phi_1\right) \quad zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad zone\ courante \end{cases}$$

Avec :

$\emptyset_l$: diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\emptyset_t$: diamètre minimum des armatures transversales.

Application

τ_u =0,74Mpa

- Selon le CBA 93

$$\begin{cases} \bullet\ \dfrac{A_t}{S_t} \geq 7{,}17.10^{-3}\ cm \\ \bullet\ S_t \leq 17{,}01 cm \\ \bullet\ \dfrac{A_t}{S_t} \geq 1{,}2.10^{-2}\ cm \end{cases}$$

$\emptyset_t \leq$ Min(0,68cm ; 1cm ; 1,2cm)=0,68cm

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\begin{cases} \bullet\ \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \\ \bullet\ S_t \leq 6\ cm \text{.....} Zone\ nodale \\ \bullet\ S_t \leq 12\ cm \text{.....} Zone\ courante \end{cases}$$

On adopte : **$\emptyset_t$=8mm**

-Choix De L'armature

On adopte **: 2HA8**=1,004cm ^{2} de As=1,01cm²

-Choix Des Espacements

$$donc \begin{cases} S_t = 5cm.....Zone\ nodale \\ S_t = 10cm.....Zone\ courante \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,067 \geq 0,036 \qquad ok$$

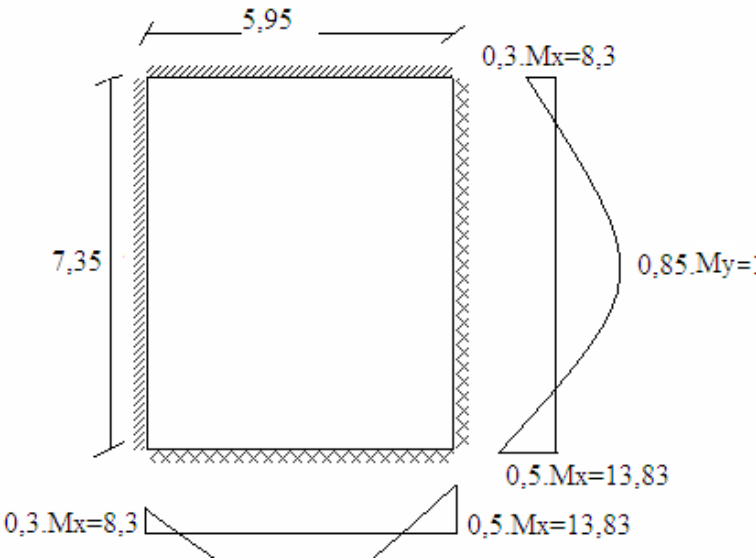
On adopte après les calcule et les vérifications les armatures qui sont regrouper dans le tableau suivant :

Tableau III.1.18: Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et sur appui

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	2HA12+ 1HA10	2HA8
Sur appuis	2HA12	2HA8

Le Calcul Détaille Du Ferraillage Des Dalles Pleines

III.2.3. Plancher Sous Sol



Panneau 1

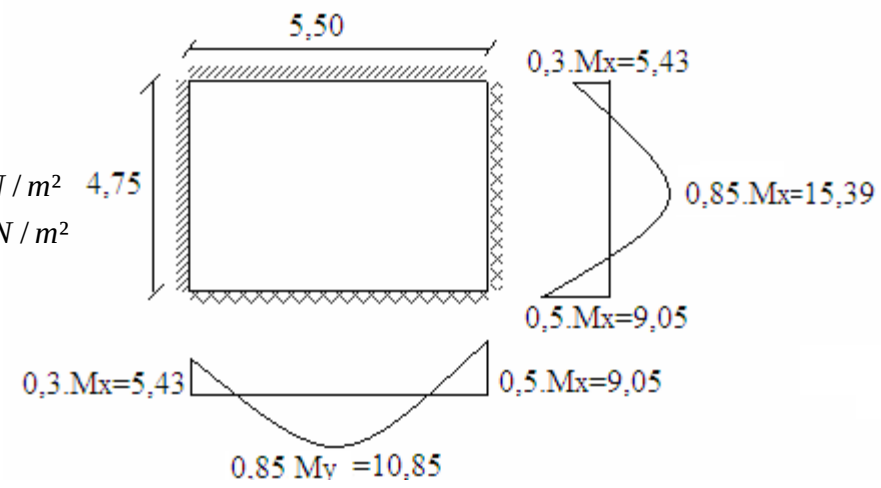
$$\begin{cases} G = 7{,}54 \text{ kn.m} \\ Q = 2{,}5 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 13{,}93 KN/m^2 \\ q_{ser} = 10{,}04 KN/m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 27{,}65 KN..M \\ M_y = 16{,}48 KN.M \end{cases}$$

Panneau 2

$$\begin{cases} G = 7{,}54 \text{ kn.m} \\ Q = 4 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 16{,}18 KN/m^2 \\ q_{ser} = 11{,}54 KN/m^2 \end{cases}$$

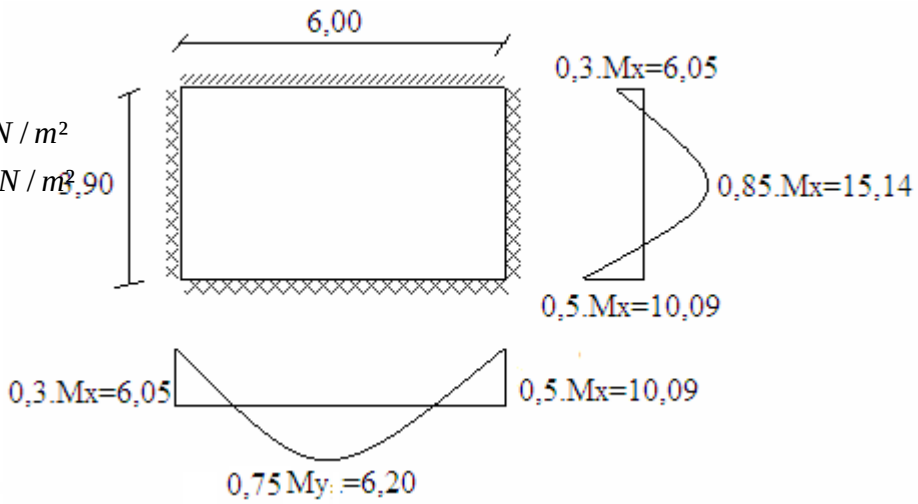
$$\begin{cases} M_x = 18{,}10 KN..M \\ M_y = 12{,}76 KN.M \end{cases}$$



Panneau 3

$$\begin{cases} G = 7{,}54 \text{ kn.m} \\ Q = 5 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 16{,}68 KN/m^2 \\ q_{ser} = 12{,}54 KN/m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 18{,}81 KN..M \\ M_y = 8{,}26 KN.M \end{cases}$$



On considère le panneau 1 parce qu'il est le plus sollicité.

	Mt(KN.M)	Ma(KN.M)
Sens x-x	23,51	13,83
Sens y-y	14,01	13,83

Tableau III.2.1 : Calcule des moments

III.2.3.1. Ferraillage De La Dalle

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	Amin	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	23,51	0,051	0	1,94	17,52	3,85	5T12	5,65	20
	y-y	14,01	0,030	0	1,6	17,72	2,27	5T10	3,93	20
Appuis	x-x y-y	13,81	0,030	0	1,94	17,72	2,23	5T10	3,93	20

Tableau III.2.2 : Ferraillage de la dalle pleine

III.2.3.2. Vérifications Nécessaires

a. Espacement

En Travée

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifier*

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm$.....*Vérifier*

Sur Appuis

Sens x-x. & y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifier*

b. vérification à l'ELU

1- Condition de non fragilité **[3]** (page 47)

On a : $12cm \le e \le 30cm$

h=*e*=20cm*; b*=100cm

$$\begin{cases} A_x \ge \rho_0 \dfrac{(3-\rho)}{2} bh = 1{,}94cm^2 \\ A_y \ge \rho_0 bh = 1{,}60cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8\,‰ \; pour \quad les \quad barres \quad à \quad haute \quad adhérence \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 0{,}80 \end{cases}$

En Travée

- Sens x-x : $A_x = 4{,}52cm^2 \succ A_s^{min} = 1{,}94cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$
- Sens y-y : $A_y = 3{,}14cm^2 \succ A_s^{min} = 1{,}60cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$

Sur Appuis

- Sens x - x et Sens y - y :

$A_x = A_y = 3{,}14cm^2 \succ A_s^{min} = 1{,}94cm^2 \ldots\ldots\ldots vérifiée$

2- ***Contrainte du béton au cisaillement (effort tranchant)***

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible alors :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$ **[3]** (page 49)

$$\Rightarrow T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13{,}92x5{,}95x7{,}35}{2x5{,}95 + 7{,}35} = 31{,}62kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 27{,}61kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 31{,}62kN$$

$$\tau_u = \frac{31{,}62.10^3}{1000x180} = 0{,}18MPa \prec \bar{\tau}_u = 1{,}25MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifier$$

c. vitrification à l'ELS

1. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0{,}80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0628 \\ \mu_y = 0{,}7111 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 22{,}32 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 15{,}87 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0{,}85 M_x = 18{,}97 kNm \\ M_{ty} = 0{,}85 M_y = 13{,}49 kNm \\ M_a = 0{,}5 M_x = 11{,}16 kNm \end{cases}$$

2. ***Vérification de contrainte du béton***

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} \cdot y$

Avec b=100cm ; h= 20 cm ;c=c'=2cm*; d=18cm* l_x*==5,95m* l_y*=7 ,35m*

- Position de l'axe neutre & Moment d'inertie

1-On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

Alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA_s'(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y'=est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie

$$\Rightarrow \begin{cases} y' = \dfrac{-n(As'+As)+\sqrt{n^2(As'+As)^2+2.b.n.(c'.As'+d.As)}}{b} \\ I = \dfrac{b}{3}y'^3+nA_s'(y'-c')^2+nA_s(d-y')^2 \quad \text{si} \quad y' < h_0 \end{cases}$$

Avec : n= $\dfrac{Es}{Eb}=15$

Tableau III.2.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	Y (cm)	I(cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Travée	x-x	18,97	5,65	3,93	5,08	30647	3,14	15	OK
	y-y	13,49	3,93	3,93	4,32	22488,378	2,6		
Appuis	x-x	11,16	3,93	5,65	4,21	22621,366	2,08	15	OK
	y-y	11,16	3,93	5,65	4,21	22621,366	2,08	15	OK

3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{35} \grave{a} \dfrac{1}{27} \\ \dfrac{As}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{array}\right\} \Rightarrow 0{,}033 \succ 0{,}048 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{non vérifie}$$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

Remarque

La flèche est calculée sur la petite portée (Lx)

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15\left(As\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 + A's\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \right)$$

Calcule des moments d'inerte fictifs

$$Ifi = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu} \quad , \; Ifv = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \dfrac{0{,}05 \cdot ft_{28}}{\delta\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$$\lambda v = \frac{0{,}02 \cdot ft_{28}}{\delta\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)}$$: Coefficient pour la déformation différée

$$\delta = \frac{As}{b_0 \cdot d}$$ Pourcentage des armateurs

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$$

Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée, $\sigma_s = \dfrac{Mser}{As.z}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous

Tableau III.2.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	As (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	Io (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
18,97	5,65	$3,13.10^{-3}$	191,63	6,7	2,67	0,86	78578,8567	127241207	26056,6971

Calcul de la flèche de déformation instantanée

$$f_i = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ei \cdot Ifi} = 1{,}64cm$$ Avec ,l=5,95m

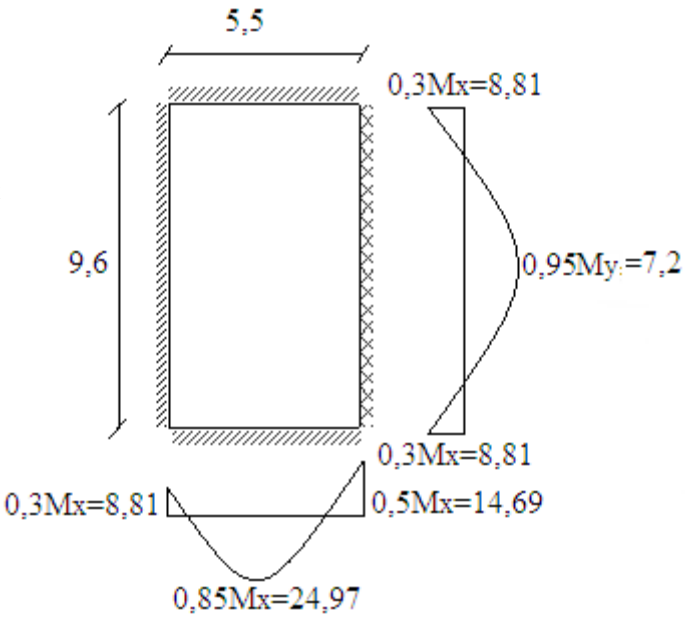
Calcul de la flèche de déformation différé

$$f_v = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ev \cdot Ifv} = 2{,}38cm$$ Avec l=5,95m

$$\Delta f_t = fv - fi = 7{,}41mm$$

$$\bar{f} = 0{,}5 + \frac{l}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0{,}5 + 0{,}55 = 1{,}05cm = 10{,}5mm$$

$f_t \prec \bar{f}$: D'ou la flèche est vérifiée.



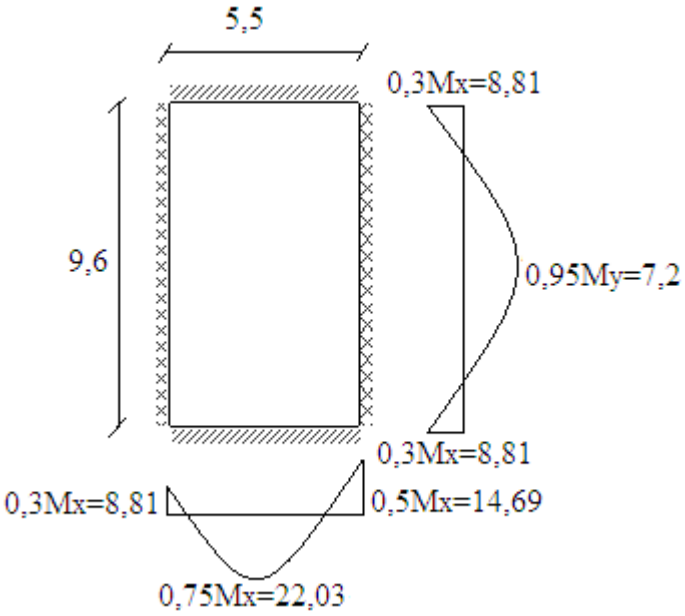
III.2.4. Plancher Etage Courant

Panneau 1 : ***panneau de rive***

$$\begin{cases} G = 5{,}54 \text{ kn.m} \\ Q = 2{,}5 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 11{,}23KN/m^2 \\ q_{ser} = 8{,}0KN/m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 29{,}37KN..M \\ M_y = 7{,}57KN.M \end{cases}$$

Panneau 2 : ***panneau intermédiaire***



Remarque

Le panneau **1**est le plus sollicité telle que Mtx=24,97 (kn.m), ce moment est proche au moment dans le plancher de sous sol, alors on adopte le même ferraillage sans faire les calculs.

III.3. Etude De La Dalle Machine

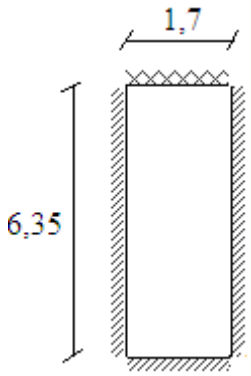
III.3.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.3. 2 .Type 1

III.3. 2.1. Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



On prend : e=25cm

III.3. 2.2. Détermination Des Charges Et Surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la dalle machine supportée……50,00kN/m²
- Poids propre de la dalle……...0,25x25=6,25kN/m²
- Gravillon de protection (e=5cm)……0,85kN/m²
- Etanchéité multicouche(S36) ……0,12kN/m²
- Forme de pente……..2,64kN/m²
- Isolation thermique (liège)……..0,16kN/m²
- Enduit de plâtre ……0,20kN/m²

G=60,18kN/m²²

b. Surcharge d'exploitation ……**Q=1kN/m²**

III.3. 2.3. Combinaison Des Charges

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=82,74

E.L.S : q_{ser}=G+Q=61,18

III.3. 2.4. Calcul Des Efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ " :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{6,35} = 0,26 \prec 0,4$$

$\Rightarrow$ La dalle travail dans un seul sens (le sens de la petite portée Lx).les moments sont calculés comme une poutre de longueur Lx et de largeur 1m.

Moment Isostatique Maximum M_0

$$M_{0X} = q_u \times \frac{L^2{}_x}{8} = 29{,}89\ kn.m$$

-Moment sur travée

Mt =0,95Mox =28,39 KN.M

-Moment sur appui

Ma=0,3Mox =8,97KN.M

III.3. 2.5. Ferraillage De La Dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

.1. Ferraillage En Travée

a .Dans le sens « L_x »

On a: b=100cm; h=25cm; d=0, 9h=22,5cm; c=2cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=348MPa

Tableau III.2.5 : Ferraillage de la dalle en travée (sens L_x)

M_{tx} (kNm)	M	A'_s (cm²)	A	Z (cm)	A^{cal}_s(cm²)	Choix	As adopté (cm²)
28,39	0,04	0	0,052	22,02	3,83	5T12/ml	5,65

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....vérifée$$

b .Dans le sens " L_y"

$$M_y = \frac{A_x}{4} = 1{,}41\ kn.m$$

On adopte : 5T10 As=3,93 cm^2 avec un espacement de 20 cm

2. Ferraillage Sur Appuis

On adopte : 5T10 As=3,93 cm^2 avec un espacement de 20 cm

III.3. 2.6.Vérifications nécessaires

1- *Vérification de la condition de non fragilité*

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \dfrac{(3-\rho)}{2} bh = 2{,}74 cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2{,}00 cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8‰ \quad pour\ les\ barres\ à\ haute\ adhérence \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 0{,}26 \end{cases}$

- **Sens L_{x-x}**

En travée : A_x=5,65cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée

Sur appuis : A_x =3, 93cm^2/ml>2,00cm^2…… vérifiée

- **Sens L_{y-y}**

Sur appuis : A_y=3, 93cm^2/ml>2,00cm^2…… vérifiée

En travée : A_x=3, 93cm^2/ml>2,00cm^2……vérifiée

2. *Vérification à* l'ELS

La vérification ce fait d'après le " *CBA 93* ".

La fissuration est considérée préjudiciable, alors on doit vérifiée les contrainte de béton et l'acier.

a. Vérification des contraintes de

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta . f_{tj}})$$

Avec :

η =1,6 pour HA ; fe=400MPa

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}26 \quad ; \quad q_{ser} = 61{,}18 kN/m^2$$

Application

$$M_{0X} = q_{ser} \times \frac{L^2{}_x}{8} = 22{,}1\ kn.m$$

Moments en travées

$$M_{TX} = 0{,}85.Mox = 21\ kn.m$$

Moments sur appuis

M_a=0,3.M_x =6,63kNm

Détermination de la valeur de " y "

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \qquad avec: \quad n = 15$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2.6 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		M_t (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I(cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	**(x-x)**	21	5,65	5,08	30647	3,43	vérifiée	19,17	vérifiée
Appuis		6,63	3,93	4,2	22643,3352	1,23		8,57	

b .Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \bullet \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}14 \succ 0{,}0375 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}047 \succ 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots non\ vérifiée \end{cases} \\ \bullet \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases}$$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15\left(As\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 + A's\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \right)$$

Calcule des moments d'inerte fictifs

$$Ifi = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu} \quad , \; Ifv = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \dfrac{0{,}05 \cdot ft_{28}}{\delta\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$$\lambda v = \frac{0{,}02 \cdot ft_{28}}{\delta\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)}$$: Coefficient pour la déformation différée

$\delta = \dfrac{As}{b_0 \cdot d}$ Pourcentage des armateurs

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$$

Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée, $\sigma_s = \dfrac{Mser}{As.d}$

Tableau III.2.7: Récapitulatif du calcul de la flèch

M_{ser} (kN.m)	As (cm²)	δ	σ_s	λ_i	λ_v	μ	Io	I_{fi}	I_{fv}

			(MPa)				(cm^4)	(cm^4)	(cm^4)
21	5,65	$2,5.10^{-3}$	160,35	8,36	3,34	0,86	144578,3	19375,98	40955,338

Calcul de la flèche de déformation instantanée

$$f_i = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ei \cdot Ifi} = 0{,}97cm$$ Avec ,l=1,7m

Calcul de la flèche de déformation différé

$$f_v = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ev \cdot Ifv} = 1{,}36cm$$ Avec l=1,7m

$$\Delta f_t = fv - fi = 7{,}73mm$$

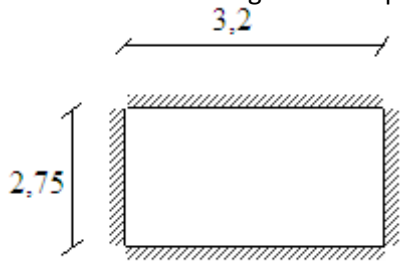
$$\bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0{,}39cm = 39mm$$

$f_t \prec \bar{f}$: D'ou la flèche est vérifiée.

III.3.3. *Type 2*

III.3.3.1. Prédimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



On prend : e=25cm

b. Planchers à dalle pleine

-Poids de la dalle machine supportée……50,*00kN/m²*

- Carrelage *(e=2cm; ρ=0,2kN/m²)*……. *0,40kN/m²*

-Mortier de pose *(e=2cm ; ρ=20kN/m³)*……..*0,40kN/m²*

-Lit de sable *(e=3cm ; ρ=18kN/m³)*……..*0,54kN/m²*

-Dalle pleine *(e=25 cm)*……6,25 *kN/m²*

-Enduit en plâtre *(e=2cm ; ρ=10kN/m³)*……*….0,20kN/m²*

G=57,79 kN/m²

. c. Surcharge d'exploitation ……..**Q=2,5*kN/m²***

III.3.3.2. Combinaison Des Charges

E.L.U : q_u=1,35G+1,5Q=81,76kN/m²

E.L.S : q_{ser}=G+Q=60,29kN/m²

III.3.3.3. Calcul Des Efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de " ρ "

$$0,4 \prec \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,75}{3,2} = 0,85 \prec 1$$

$\Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

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

E.L.U

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0506 \Rightarrow M_x = 31,28kN.m \\ \mu_y = 0,6864 \Rightarrow M_y = 22,15kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées

M_{tx}=0, 95Mx=29,71kNm

M_{ty}=0, 95My=21,04kNm

Moments sur appuis

M_{ax}= M_{ay}=0,3M_x=8,91kN.m

III.3.3.4. Ferraillage De La Dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm2 qui travaille en flexion simple.

1. Ferraillage En Travée
-sens « L_x »

On a: b=100cm; h=25cm; d=0, 9h=22,5cm; c=2cm; σ_{bc}=14,17MPa; σ_s=348MPa

Tableau.III.2.8: Ferraillage de la dalle en travée (sens L_x)

M_{tx} (kNm)	μ	A'_s (cm^2)	A	Z (cm)	A^{cal}_s(cm^2)	Choix	As ^{adopté} (cm^2)
29,71	0,041	0	0,052	22,02	3,87	5T12	5,65

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm.....vérifée$$

➢ **sens « L_y»**

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=d_x-Ø$_x$=21,3cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa *; σ_s=348MPa*

Tableau.III.2.9: Ferraillage de la dalle en travée (sens L_y)

M_{ty} (kNm)	μ	A'_s (cm^2)	A	Z (cm)	As $^{cal}_{s}$ (cm^2)	Choix	As ^{adopté} (cm^2)
21,04	0,023	0	0,037	22,16	2,72	5T10	3,93

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifée$$

2. Ferraillage Sur Appuis

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau.III.2.10 : Ferraillage de la dalle sur appuis

M_a (kNm)	μ	$As^{'}$(cm^2)	α	Z (cm)	As ^{cal} (cm^2)	Choix	As ^{adp} (cm^2)
8,91	0,012	0	0,015	22,35	1,14	5T10	3,93

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm(sens\ x-x) & .....vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm(sens\ y-y) & .....vérifiée \end{cases}$$

III.3.3.5.Vérifications Nécessaires

a- Vérification à l' ELU

1- Vérification de la condition de non fragilité

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \dfrac{(3-\rho)}{2} bh = 2{,}00cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2{,}00cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8‰ \quad pour\ les\ barres\ à\ haute\ adhérence \\ \rho = \dfrac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

- **Sens L_{x-x}**

Sur appuis : A_x =3,93cm²/ml>2,00cm²…… .vérifiée

En travée : A_x=5,95cm²/ml>2,00cm²……vérifiée

- **Sens L_{y-y}**

Sur appuis : A_y=3,93cm²/ml>2,00cm²……vérifiée

En travée : A_x=5,95cm²/ml>2,00cm²……vérifiée

2- Effort tranchant (cisaillement de béton):

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

On doit vérifiée que $\tau_u^{max} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de cisaillement admissible

τ_u^{max} : Contrainte de cisaillement a ELU

Où : $\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2 \cdot \dfrac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3{,}33MPa$..... Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 82{,}7kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 74{,}94kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x ; T_y) = 82{,}7kN$$

$$\tau_u = \frac{143{,}85.10^3}{1000x225} = 0{,}36MPa \prec \bar{\tau}_u = 1{,}25MPa.....vérifiée$$

b- Vérification à l'ELS

1- Vérifications des contraintes

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0{,}0576 \Rightarrow M_x = 26{,}24kNm \\ \mu_y = 0{,}7794 \Rightarrow M_y = 20{,}45kNm \end{cases}$$

Moments en travées

$M_{tx}=0{,}95M_x=24{,}92kNm$

$M_{ty}=0{,}95M_y=19{,}42kNm$

Moments sur appuis

$M_a=0{,}3M_x=0{,}3\ M_y=7{,}47kNm$

Détermination de la valeur de " y "

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \qquad avec: \quad n = 15$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.2.11 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		M_t(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	**(x-x)**	24,92	5,95	5,2	32002,19	4,05	vérifiée
Appuis		7,47	393	4,2	22643,33	2,03	

2- Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \bullet \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}09 \succ 0{,}0375 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}047 \succ 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots non\ vérifiée \end{cases} \\ \bullet \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases}$$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15\left(As\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 + A's\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \right)$$

Calcule des moments d'inerte fictifs

$$Ifi = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda i \cdot \mu} \quad , \; Ifv = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \dfrac{0{,}05 \cdot ft_{28}}{\delta\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$\lambda v = \dfrac{0{,}02 \cdot ft_{28}}{\delta\left(2 + 3 \cdot \dfrac{b_0}{b}\right)}$: Coefficient pour la déformation différée

$$\delta = \frac{As}{b_0 \cdot d}$$ Pourcentage des armateurs

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot ft_{28}}{4\delta\sigma_s + fc_{28}}$$

Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée, $\sigma_s = \frac{Mser}{As.Z}$

Tableau III.2.12 : Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	As (cm²)	δ	σ_S (MPa)	λ_i	λ_v	μ	Io (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
24,92	5,65	**$2{,}5.10^{-3}$**	200,3	8,36	3,34	0,86	144578,33	19335,56	40883,085

Calcul de la flèche de déformation instantanée

$$f_i = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ei \cdot Ifi} = 0{,}3cm$$ Avec ,l=2,75m

Calcul de la flèche de déformation différé

$$f_v = \frac{Mser \cdot l^2}{10Ev \cdot Ifv} = 0{,}42cm$$ Avec ,l=2,75m

$$\Delta f_t = fv - fi = 0{,}12mm$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = 0{,}39cm = 39mm$$

$f_t \prec \bar{f}$: D'ou la flèche est vérifiée

III.3. ESCALIER :

III.3.*1. Introduction :*

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

III.3.*2. Définition des éléments d'un escalier :*

On appelle « marche » la partie horizontale *(M)* des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale *(C.M)* de ces gradins.

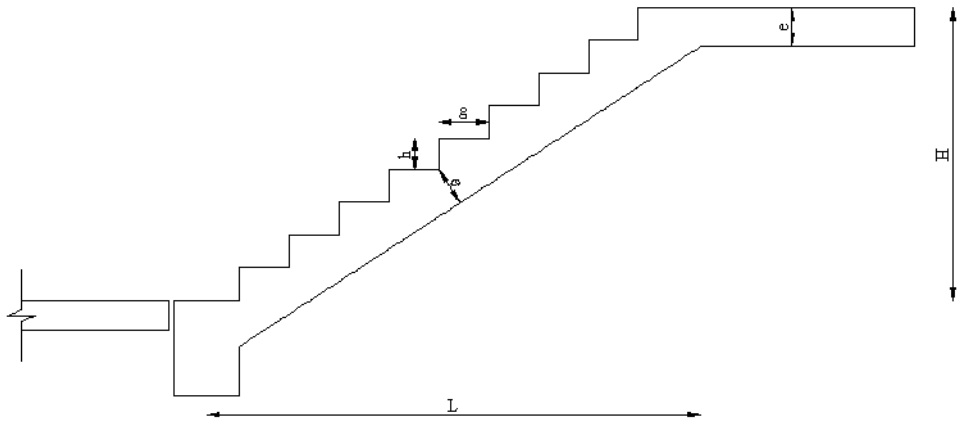


Figure* III.3.1*: *Dimensions de l'escalier*

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir *2h+g=64*

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

2h+g=64 …… (1)

$n \times h = H$ *……(2)*

(n-1)g=L …… (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2 - (64+2H+L)\, n + 2H = 0$

Avec :

n : La racine de l'équation

III.3.2.Le Premier Type

Ce type d'escalier est composé de quatre volées et trois palier intermédiaire, il démarre du sous sol jusqu' au dernier étage.

.

*III.3.2.1.*Pré dimensionnement

- le nombre de contre marche …….. *n=20*
- le nombre des marches ……*n-4=16*

a. Vérification de l'équation de " BLONDEL " :

$$\begin{cases}(59 \le (g+2h) \le 66)cm \\ (16 \le h \le 18)cm \\ (22 \le g \le 33)cm\end{cases} \Rightarrow \begin{cases}2h+g=63cm \\ h=16{,}5cm \\ g=30cm\end{cases}$$ *Vérifiée*

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20} \Rightarrow 15{,}66cm \le e \le 23{,}5cm$$

Avec :

$l = 1{,}45 + 1{,}8 + 1{,}45 = 4{,}7m$

On prend donc l'épaisseur *e=18 cm*

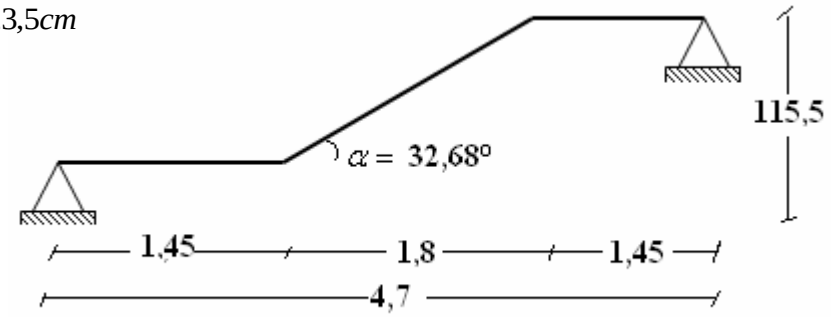


Figure III.3.1: Schéma statique de l'escalier type 1

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{115{,}5}{180} = 0{,}641 \Rightarrow \alpha = 32{,}68°$$

Résume

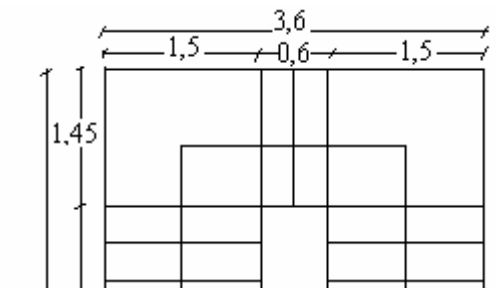
e =18 cm

h =16,5cm

g =30cm

L $_{horizontale}$ = 4,7m

$\alpha = 32{,}68^0$



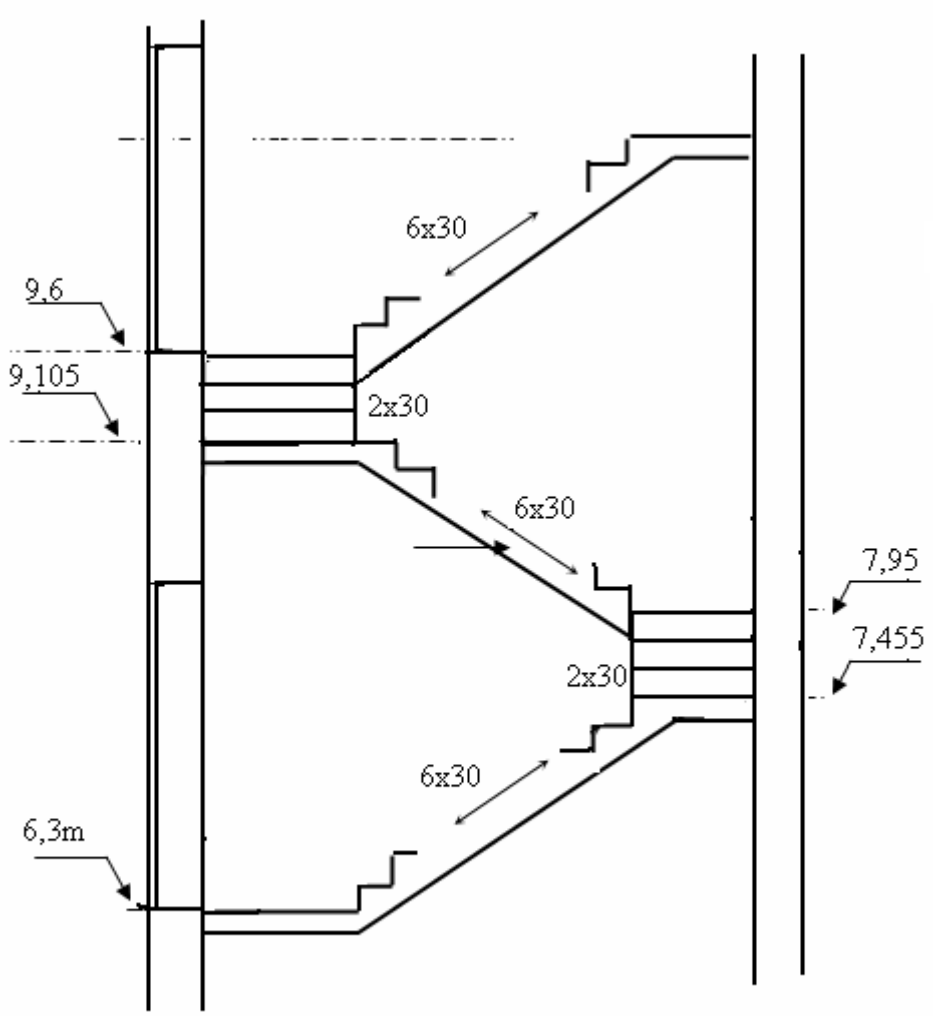


Figure III.3.3: Vue en elevation de l'escalier type 1

III.3.2.2.Evaluation Des Charges

a. Palier

a.1. Charges permanentes

- Carrelage *(e=2cm)* ……(0,02x20)=*0,40kN/m²*
- Mortier de pose *(e=2cm)* ……..(0,02x20)=*0,40kN/m²*
- Lit de sable *(e=3cm)* ……(0,03x18)=*0,54kN/m²*
- Dalle pleine *(e=18 cm)* ……..(0,18x25)=4,5*kN/m²*
- Enduit en ciment *(e=2cm)* …… (0,02x18)=*0,36kN/m²*

G_1=6,20 kN/m²

a.2. Charge d'exploitation ……..***Q_1=2,50kN/m²***

b .Paillasse

b .1. Charges permanentes

- Poids propre de la paillasse …… …… $\left(\frac{25\times 0{,}18}{\cos 32{,}68}\right)=5{,}35kN/m^2$
- Carrelage *(e=2cm)* …… *0,40kN/m²*
- Mortier de pose *(e=2cm)* …… *0,40kN/m²*
- Poids propre de la marche …… $\frac{25\times 0{,}165}{2}=2{,}0625kN/m^2$
- Garde corps …… ..*1,00kN/m²*
- Enduit en ciment *(e=2cm)* ……*0, 36kN/m²*

G_2=9,5725 kN/m²

b.2. Charge d'exploitation ……..***Q_2=2,50kN/m²***

III.3.2.3. Schéma statique

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

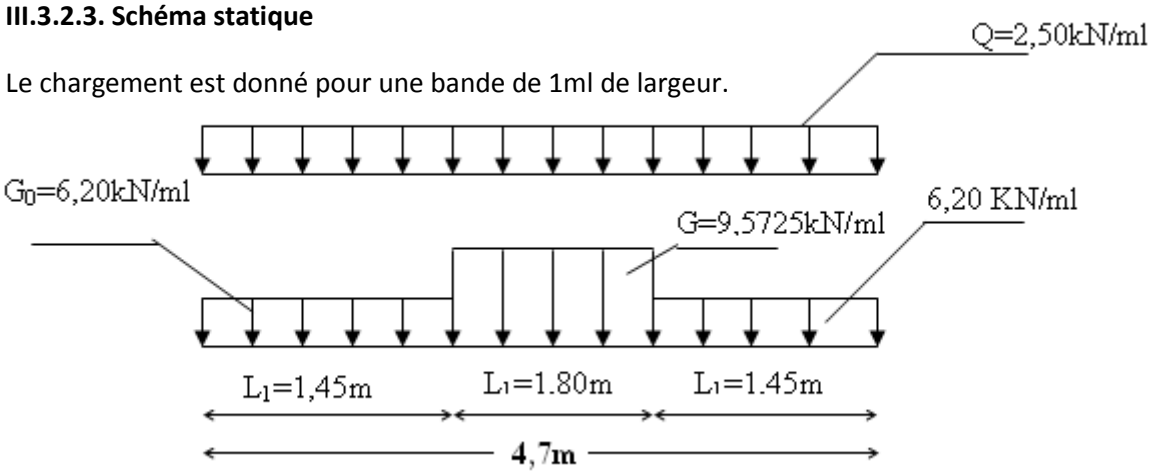


Figure III.3.4: Evaluation Des Charges

III.3.2.4. Combinaison Des Charges

E.L.U

q_{u1}=1, 35Go+1,5Q

q_{u2}=1, 35G+1,5Q

E.L.S

q_{ser1}=G_o +Q

q_{ser2}=G+Q

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3.1 : Charge à l'ELU et l'ELS de 1er type d'escalier

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	*12,12*	*16,67*
ELS	*8,7*	*12,07*

III.3.2.4. Calcul Des Efforts Internes

D'après logiciel RDM6 on a :

E.L.U

M_u=41,25 **KNm**

T*u*=32,58 KN

E.L.S

M_s=29,79 KNm

T*s*=23,48 KN

Remarque

Notre escalier est encastré partiellement à ces deux extrémités.

Donc: M appui=0,3Mu ^{max}

M travée=0,95Mu ^{max}

Alors:

Tableau III.3.2 : Calcul des efforts internes

	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max (KN)
ELU	12,37	39,18	32,58
ELS	8,94	28,3	23,48

III.3.2.5. Calcul Des Armatures

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur *et* fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 25\ MPa$; $f_{t28} = 2{,}1\ MPa$; $f_{bc} = 14{,}2\ MPa$

Pour l'acier (FeE400) : $f_e = 400\ MPa \Rightarrow \sigma_s = 348\ MPa$

h =18 cm ; d = 16 cm. ; b = 1m (ferraillage pour 1 ml)

a. Armatures principales

♦**En travée**

$$\mu = \frac{Mu}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{39{,}18\times10^6}{1000\times162^2\times14{,}2} = 0{,}105$$

$$\mu = 0{,}105 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0{,}142 \quad ; z = 15{,}09\ cm \Rightarrow A_s = 7{,}46\ cm^2/ml$$

Choix : **7HA12**=7,92 cm²/ml; $esp \le \frac{100}{7} = 15cm$

♦**Sur appui**

$$\mu = \frac{Mu}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{12{,}37\times10^6}{1000\times162^2\times14{,}2} = 0{,}033$$

$\mu = 0{,}033 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$

$\alpha = 0{,}043 \quad ; z = 15{,}78 \ cm \Rightarrow A_s = 2{,}25 \ cm^2/ml$

Choix : **7HA10**=5,50cm²/ml; $esp \leq \frac{100}{7} = 15cm$

a .Armatures de répartitions

$$\frac{As}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{As}{2} \Rightarrow \frac{7{,}92}{4} \leq A_{Arep} \leq \frac{7{,}92}{2} \Rightarrow 1{,}98cm^2 \leq A_{Arep} \leq 3{,}96cm^2$$

Le choix est de **7HA8***=3,52cm²/ml* avec S_t*=15cm,* en travée et sur appuis.

Résume

Tableau III.3.3 : Ferraillage de l'escalier type 1

	Armatures principales	***Armatures de répartition***
Travées	7HA12	7HA8
Appuis	7HA10	7HA8

III.3.2.5. Vérifications Nécessaires

1. vérification à l'ELU

a. condition de non fragilité

On doit vérifier que : $A_s \geq A_s^{\min} = 0{,}23\, b\, d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{\min} = 0{,}23 \times 1000 \times 160 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}93 \ cm^2 < A_s \Rightarrow \quad Ok$$

▪ **En travée** : As=7,92cm²> $A_s^{\min}$ =1,93cm²…… vérifiée

▪ **Sur appui** : As=5,5 cm²> $A_s^{\min}$ =1,93cm²……vérifiée

b. contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant)

Pour des fissurations peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\right)MPa$$ **[1]**(Page 29)

$$Tu^{max} = 32{,}58\ kN$$

$$\tau_u = \frac{32{,}58.10^3}{1000 \cdot 135} = 0{,}241\ \ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \ MPa$$ ..... vérifiée

c . Vérification au voisinage des appuis

❖ ***Vérification de la compression du béton*** **[1]**(page 31)

On doit vérifier que: $\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9 \cdot b \cdot d} \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_b = \frac{0{,}241}{0{,}9} = 0{,}268MPa \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}66MPa$$ .....vérifiée

❖ ***Vérification des armatures longitudinales***

On doit vérifier que: $As \geq \frac{Tu}{\frac{fe}{\gamma_s}}$

$$As = 5{,}50cm^2 \geq \frac{32{,}58 \cdot 10^3}{348} = 0{,}93cm^2$$ .....vérifiée

❖ ***Vérification des armatures transversales*** **[1]**(page 30)

On doit vérifier que: $\frac{At \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}{b \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 \cdot f_{t28}}{0{,}9}$

$$\frac{3{,}52 \times 348}{100 \times 15} = 0{,}816MPa \geq \frac{0{,}241 - 0{,}3 \cdot 2{,}1}{0{,}9} = -0{,}43MPa$$ ..... vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2. Vérification à l'ELS

La vérification ce fait d'après le CBA93**.**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

D'où : $\sigma_{bc} = \dfrac{Mser}{I} \cdot y$

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s^{'}(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = \frac{-n(As' + As) + \sqrt{n^2(As' + As)^2 + 2.b.n.(c'.As' + d.As)}}{b}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s^{'}(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ;c= c'=2cm ; h=18cm ; d=16cm ; b=100cm ; l=4,7m ; $A_s^{'}$ *=0*

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Application

Tableau III.3.4: Vérification à l'E.L.S

	Mser (kN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	Obs
travée	28,3	7,92	5,09	18536,28	7,77	15	Vérifie
appuis	8,94	5,50	4,38	13940,44	2,81	15	Vérifie

b. Vérification de la flèche

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Alors :

- $\frac{h}{l} = 0,038 \prec \frac{1}{16} = 0,0625$..... Condition non vérifie

Puisque la 1ère condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$ *L=4,7m<5*

- ***Moment d'inertie de la section homogène I_0***

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + nA_s.c + 15A'_s.d}{bh + n.As + n.As'}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b.h.(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A_s(y-c)^2 + 15A'_s(y-d)^2$$ (Cas d'un rectangle)

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_v \mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\rho\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\rho\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \rho = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,86MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.3.5 : Vérification de la flèche d'escalier type 1

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	Y(cm)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
28,3	*7,92*	8.57	0,00495	236,79	4,242	1,7	0,46	54060,81	20149,25	33370,87

Donc :

$$\left.\begin{array}{l} f_i = 0{,}96cm \\ f_v = 1{,}73cm \end{array}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}77cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}94cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}77cm < \bar{f} = 0{,}94cm \text{.....} vérifiée.$$

III.3.2.6. Poutre Palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par *"CBA 93* " est vérifiée selon *le " RPA99 version 2003 "*

Le calcule de la poutre palière comme poutre simplement appuyée et uniformément chargé.

Schéma statique de la poutre palier

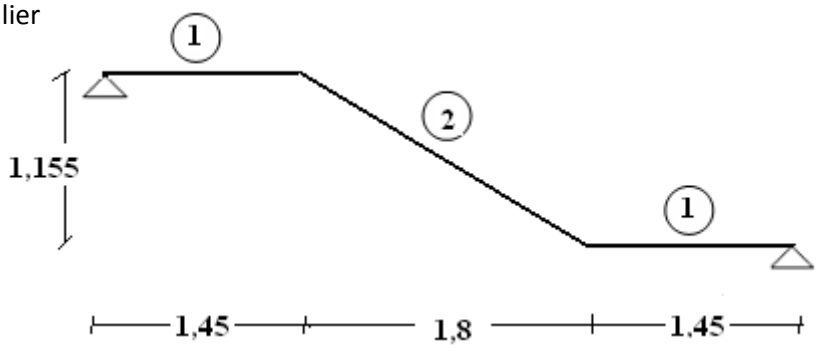


Figure III.3.5 : Schéma statique de la poutre palière

III.3.2.6.1. Prédimensionnement

On a: L=4,7m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 31{,}33cm \leq h \leq 47cm$$

On prend: **h=40 cm**

$$0{,}2h \leq b \leq 0{,}7h \quad \Rightarrow \ 8cm \leq b \leq 28cm$$

On prend **: b=30cm**

Le " *RPA99 version 2003* " préconise :

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

III.3.2.6.2. Evaluation Des Charges

La poutre palière sollicitée par les charges suivantes :

Charge permanente

-poids propre ……..0,3x0,4x25=3 KN/m

-poids de la maçonnerie…….. ……..2,81x3,3/2=4,63KN/m

-charges linéaire sur la partie inclinée (provenant de volée lui même) ....9,57x1,5=14,35KN/m

- charges linéaires sur la partie horizontale (provenant du volée de 2marche +palier)

G= (0,6/2x9, 57+1,5x6, 2) x1m=12,17 KN/m

Charges exploitation :

Partie horizontale :…….. Q= (0,6/2x2, 5+1,5x2, 5) x1m = 4,5 KN/m

Partie incliné :…… Q=2,5x1, 5=3,75 KN/m

III.3.2.6.3. Combinaison Des Charges

E.L.U

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q1$

$q_{u2}=1,35G2+1,5Q2$

E.L.S

$q_{ser1}=G_1+Q1$

$q_{ser2}=G2+Q2$

Tableau III.3.6: Charge à l'ELU et l'ELS de la poutre palière d'escalier type 2 :

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	*33,48*	*35,3*
ELS	*24,3*	*25,73*

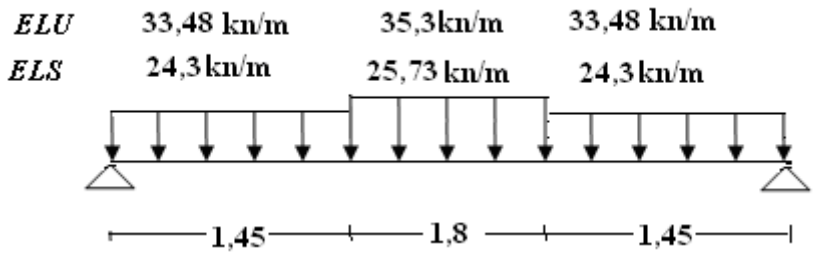


Figure III.3.6 : ***Schéma statique de chargement de la poutre***

III.3.2.6.4 .Calcul Des Efforts Internes

D'après le logiciel RDM6 on a :

E.L.U

M_u=95,56 (KNm)

T*u*=80,32 KN

E.L.

M_s=69,54 (KNm)

T*s*=58,39 KN

Remarque

Notre poutre est encastré partiel à deux extrémités.

Donc: M appui=0,3Mu ^{max}

M travée=0,95Mu ^{max}

Alors:

Tableau III.3.7: Calcul des efforts internes

	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max(KN)
ELU	28,7	90,78	80,32
ELS	20,86	66	58,39

III.3.2.6.5. Calcul Des Armatures

Le ferraillage se fait en flexion simple telle que la fissuration est peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 25\ MPa$; $f_{t28} = 2{,}1\ MPa$; $f_{bc} = 14{,}2\ MPa$

Pour l'acier (FeE400) : $f_e = 400\ MPa \Rightarrow \sigma_s = 348\ MPa$

h =40 cm ; b = 30cm ; d = 36 cm.

a. Armatures principales

♦ ***En travée***

$$\mu = \frac{Mu}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{90{,}78\times10^6}{300\times360^2\times14{,}2} = 0{,}164$$

$$\mu = 0{,}164 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0{,}225 \quad ; z = 32{,}76\ cm \Rightarrow A_s = 7{,}96\ cm^2/ml$$

Choix : **3HA12+ 3HA14**=8,01 cm²

♦ ***Sur appui***

$$\mu = \frac{Mu}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{28{,}7\times10^6}{300\times360^2\times14{,}2} = 0{,}052$$

$$\mu = 0{,}052 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0{,}067 \quad ; z = 35{,}04\ cm \Rightarrow A_s = 2{,}35\ cm^2/ml$$

Choix : **3HA12**=3,39cm²

III.3.2.6.6. Vérifications Nécessaires

1- ELU

a-condition de non fragilité

On doit vérifier que : $A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23\,b\,d\,\frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{min} = 0{,}23\times300\times360\times\frac{2{,}1}{400} = 1{,}3\ cm^2 < A_s \quad \Rightarrow \quad Ok$$

▪ **En travée** : As=8,01cm²> A_s^{min} =1,3cm²……vérifiée

▪ **Sur appui** : As=3,39 cm²> A_s^{min} =1,3cm²……vérifiée

b- contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant) **[3]**(Page 49)

Pour des fissurations peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\right) MPa$$

$$Tu^{\max} = 80{,}32\ kN$$

$$\tau_u = \frac{80{,}32 \times 10^3}{300 \times 370} = 0{,}723\ \ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \ MPa$$ ..... vérifiée

Remarque

On adopte que les vérifications au voisinage des appuis sont vérifiée sans faire les calculs

2- ELS

La vérification ce fait d'après le " *CBA 93* "**.**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte des armatures tendues.

a- Vérification de contrainte du béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15 MPa$

D'où : $\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} \cdot y$

Avec b=30cm ;h=40cm ;c=c'=3 cm*;; d=37 cm l=4,7m*

- Position de l'axe neutre & Moment d'inertie

1-On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

Alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA_s'(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y'=est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie

$$\Rightarrow \begin{cases} y' = \dfrac{-n(As'+As)+\sqrt{n^2(As'+As)^2+2.b.n.(c'.As'+d.As)}}{b} \\ I = \dfrac{b}{3}y'^3+nA_s'(y'-c')^2+nA_s(d-y')^2 \quad \text{si} \quad y' < h_0 \end{cases}$$

Avec : n= $\dfrac{Es}{Eb}=15$

Application

Tableau III.3.8 : Vérification a l'ELS

	Mser kN.m	**As (cm²)**	**As' (cm²)**	**Y (cm)**	**I (cm^4)**	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	**Obs**
travée	66	8,01	3,39	12,71	96215,59	8,72	15	Vérifie
appuis	20,86	3,39	4,62	8,46	49539,83	3,56	15	Vérifie

b- Vérification de la flèche

La valeur de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions sont vérifiées :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{4,2}{fe} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \dfrac{40}{470} = 0,085 > 0,0625 \quad \textit{vérifiée} \\ \dfrac{8,01}{30\times 37} = 0,0072 < 0,0105 \quad \textit{vérifiée} \\ 0,085 \geq \dfrac{90,78}{10\times 95,56} = 0,094 \quad \textit{non vérifiée} \end{cases}$$

Puisque la 3eme condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$y = \frac{\dfrac{bh^2}{2}+nA_s.c+15A_s'.d}{bh+n.As+n.As'}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b.h.(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A_s(y-c)^2 + 15A'_s(y-d)^2$$ (Cas d'un rectangle)

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{1{,}1I_0}{1+\lambda_v \mu} \end{cases}$$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\rho\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\rho\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \rho = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,86MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.3.9 : Vérification de la flèche de 1ere type d'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	$A_{s'}$ (cm²)	Y(cm)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
66	*8,01*	*3,39*	19,14	0,0072	251,52	2,909	1,16	0,61	208406,6	82626,83	134251,1

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0{,}55cm \\ f_v = 1cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}45cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}94cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}45cm < \bar{f} = 0{,}94cm \text{.....} vérifiée.$$

III.3.2.6.7. Ferraillage transversale

L'acier choisit pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

(fe = 235 MPa).
Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Selon le CBA 93 **[1]**(Page 40)

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b\ .S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3.f_{tj}\cdot.K}{0{,}9.\dfrac{f_e}{\gamma_S}} \quad avec: 0{,}3\,f_{t28}K = 0{,}63 \\ S_t \leq \min\ \{\ 0{,}9.d;\ 40\ cm\ \} \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}40\ MPa \end{cases}$$

Selon le RPA 99 **[2]**(Page 53)

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12.\phi_1\right) \quad zone\ nodale \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad zone\ courante \end{cases}$$

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \phi_l\ ;\ \frac{b}{10}\right) \qquad \textbf{[3]}(\text{Page 49})$$

Avec :

$\emptyset_l$: diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\emptyset_t$: diamètre minimum des armatures transversales

Application

τ_u =0,723Mpa

- Selon le « CBA 93 »

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}015cm \\ \bullet S_t \leq 33{,}3cm \\ \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}051cm \end{cases}$$

- Selon le " RPA 99 version 2003 "

$$\begin{cases} \bullet \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}09cm \\ \bullet S_t \leq 14{,}4\ cm.....Zone\ nodale \\ \bullet S_t \leq 20\ cm.....Zone\ courante \end{cases}$$

$Ø_t \leq$ Min (1,14cm ; 1,2cm ; 3 cm)=0,68cm

On adopte : $Ø_t$=8mm

Choix de l'armature

On adopte **: 4HA8** de As=2,01cm²

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}067 \Rightarrow S_t \leq 30\ cm$$

$$donc \begin{cases} S_t = 10cm.....Zone\ nodale \\ S_t = 20cm.....Zone\ courante \end{cases}$$

Récapitulation

On adopte après les calcule et les vérifications les armatures qui sont regrouper dans le tableau suivant :

Tableau III.3.10 : Ferraillage de la poutre palière

Armature	Longitudinale	Transversale
En travée	3HA12+3HA14	4HA8

Sur appuis	3HA12	4HA8

III.4.3 Le Deuxième Type

Ce type d'escalier est composé de quatre volées et trois paliers intermédiaires, il démarre du RDC jusqu' au dernier étage.

III.3.3.1. Pré dimensionnement

- le nombre des contres marches …….. *n=20*
- le nombre des marches …… ….*n-4=16*

a- Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \le (g+2h) \le 66)cm \\ (16 \le h \le 18)cm \\ (22 \le g \le 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h+g = 63cm \\ h = 16{,}5cm \\ g = 30cm \end{cases}$$ *Vérifiée*

b- Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 13cm \le e \le 19{,}5cm$$

Avec :

$$l = 1{,}2 + 1{,}5 + 1{,}2 = 3{,}9m$$

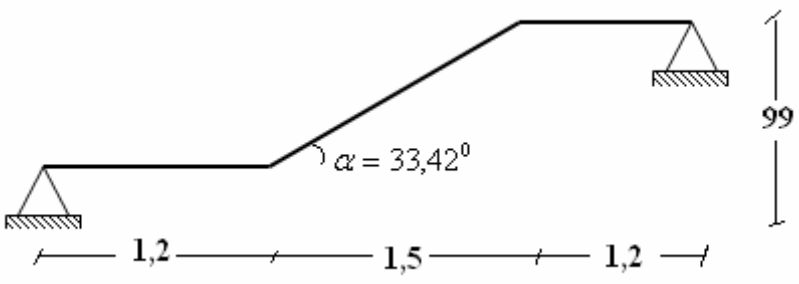
On prend donc l'épaisseur e=18 cm

N.B : Le palier de repos aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications seront satisfaites.

c- Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{99}{150} = 0{,}66 \Rightarrow \alpha = 33{,}42°$$



Résume

e=18cm

h=16,5cm

g=30cm

$L_{horizontale}$=3,9m

$\alpha = 33{,}42^0$

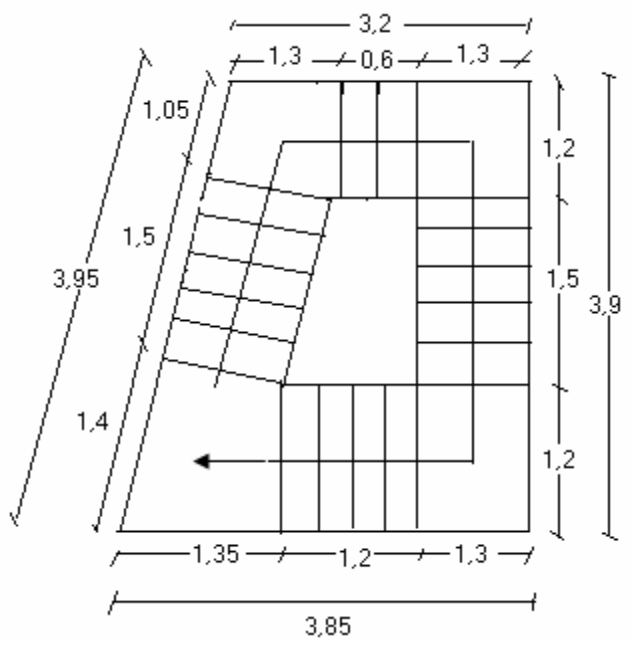


Figure III.3.8: Vue en plan de l'escalier type2

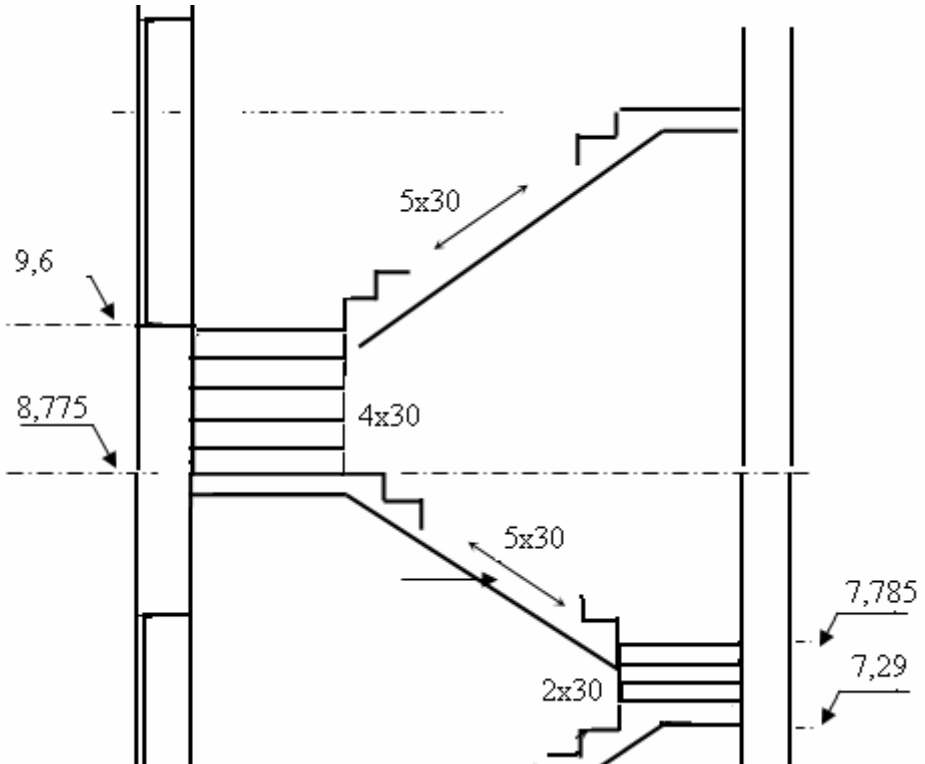


Figure III.3.9: Vue en élévation de l'escalier type 2

III.3.3.2. Evaluation Des Charges

a .Palier

a.1. Charges permanentes

- Carrelage *(e=2cm)* …… (0,02x20)=*0,40kN/m²*
- Mortier de pose *(e=2cm)* ……..(0,02x20)=*0,40kN/m²*
- Lit de sable *(e=3cm)* …… (0,03x18)=*0,54kN/m²*
- Dalle pleine *(e=18cm)* …… (0,18x25)=3,75*kN/m²*
- Enduit en ciment *(e=2cm)* …… ; (0,02x18)=*0,36kN/m²*

G_1=6.2 kN/m²

a.2. Charge d'exploitation : …… ***Q_1=2,50kN/m²***

b .Paillasse

b .1. Charges permanentes

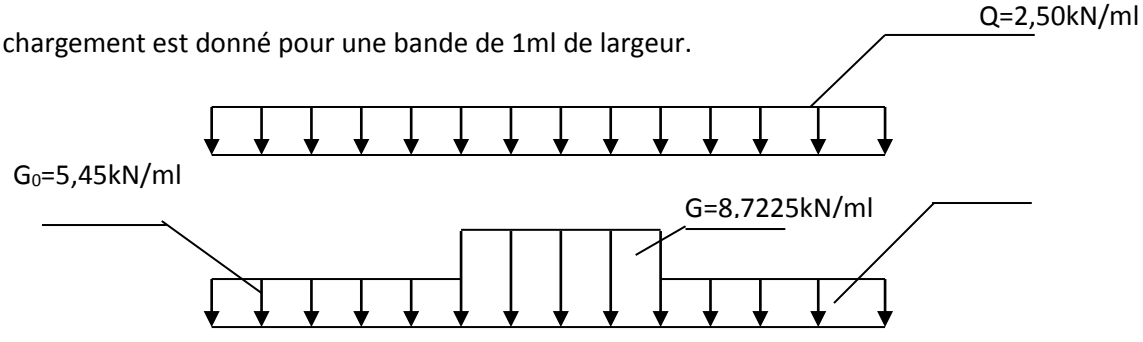
- Poids propre de la paillasse …….. $\left(\frac{25\times 0{,}18}{\cos 33{,}42}\right)=4{,}5$kN/m²
- Carrelage *(e=2cm)* …… 0,40kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm) …….. 0,40kN/m²
- Poids propre de la marche …… $\frac{25\times 0{,}165}{2}=2{,}0625$kN/m²
- Garde corps …… ..1,00kN/m²
- Enduit en ciment *(e=2cm)* ……..0,36kN/m²

G_2=9.54kN/m²

b.2. Charge d'exploitation …… ***Q_2=2,50kN/m²***

III.4.3.3. Schéma statique

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.



G_0=5,45kN/ml

Figure III.3.10 : Evaluation Des Charges

III.3.3.4. Combinaisons Des Charges

E.L.U

$q_{u1}=1,35G_o+1,5Q$

$q_{u2}=1,35G+1,5Q$

E.L.S

$q_{ser1}=G_o+Q$

$q_{ser2}=G+Q$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau III.3.11: Charge à l'ELU et l'ELS de 2^{emme} type d'escalier

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	*11,10*	*15,52*

ELS	*7,95*	*11,22*

III.4.3.5. Calcul Des Efforts Interne

D'après logiciel RDM6 on a :

E.L.U

M_u*=26,32 (KNm)*

T*u*=24,96 kn

E.L.S

M_s*=18,98 (KNm)*

T*s*=17,95 kn

Remarque

Notre escalier est encastré partiel à deux extrémités.

Donc: M appui=0,3Mu ^{max}

M travées=0,95Mu ^{max}

Alors:

Tableau III.3.12: Calcul des efforts internes

	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max(KN)
ELU	7,9	25	24,96
ELS	5,7	18	17,95

III.3.3.6. Calcul Des Armatures

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur *et* fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 25\ MPa;\ f_{t28} = 2{,}1\ MPa;\ f_{bc} = 14{,}2\ MPa$

Pour l'acier (FeE400) : $f_e = 400 \ \ MPa \ \Rightarrow \sigma_s = 348 \ \ MPa$

h =15 cm ; d = 13,5cm. ; b = 1m (ferraillage pour 1 ml)

a. Armature principale

♦En travée

$$\mu = \frac{Mu}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{25.10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,096$$

$$\mu = 0,096 < \mu_R = 0,392 \ \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,126 \quad ; z = 12,82 \ \ cm \ \Rightarrow A_s = 5,6 \ \ cm^2/ml$$

Choix : **5HA12**=5,65 cm²/ml; $esp \le \frac{100}{5} = 20cm$

♦Sur appui

$$\mu = \frac{Mu}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{7,9.10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 < \mu_R = 0,392 \ \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,038 \quad ; z = 13,29 \ \ cm \ \Rightarrow A_s = 1,64 \ \ cm^2/ml$$

Choix : **5HA10**=3,93 cm²/ml; $esp \le \frac{100}{5} = 20cm$

b- **Armature de répartition**

$$\frac{As}{4} \le A_{Arep} \le \frac{As}{2} \ \Rightarrow \ \frac{5,65}{4} \le A_{Arep} \le \frac{5,65}{2} \ \Rightarrow 1,41cm^2 \le A_{Arep} \le 2,82cm^2$$

Le choix est de *5T8=2,51cm²/ml* avec S_t*=20cm,* en travée et sur appuis.

Résume

Tableau III.3.13: Ferraillage d'escalier type 2

	Armatures principales	*Armatures de répartition*
Travées	5HA12	5HA8
Appuis	5HA10	5HA8

III.3.3.7. Vérifications Nécessaires

1- vérification à l'ELU

a-condition de non fragilité

On doit vérifier que : $A_s \geq A_s^{\min} = 0{,}23\, b\, d\, \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_s^{\min} = 0{,}23 \times 1000 \times 135 \frac{2{,}1}{400} = 1{,}63\ cm^2 < A_s \quad \Rightarrow \quad Ok$$

▪ **En travée** : As=5,65cm²> $A_s^{\min}$ =1,63cm²……vérifiée

▪ **Sur appui** : As=3,93cm²> $A_s^{\min}$ =1,63cm²……vérifiée

b- contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant)

Pour des fissurations peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) MPa$$ **[3]** (page 49)

$$Tu^{\max} = 24{,}96\ kN$$

$$\tau_u = \frac{24{,}96.10^3}{1000 \cdot 135} = 0{,}184\ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa$$ …… vérifiée

c- Vérification au voisinage des appuis

❖ ***Vérification de la compression du béton*** **[3]** (page 49)

On doit vérifier que: $\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9 \cdot b \cdot d} \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_b = 0{,}204MPa \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}66MPa$$ .....vérifiée

❖ ***Vérification des armatures longitudinales*** **[3]** (page 49)

On doit vérifier que: $As \geq \dfrac{Tu}{\dfrac{fe}{\gamma_s}}$

$$As = 3{,}93cm^2 \geq \frac{24{,}96 \cdot 10^3}{348} = 0{,}72cm^2$$ .....vérifiée

❖ ***Vérification des armatures transversales***

On doit vérifier que: $\dfrac{At \cdot \dfrac{f_e}{\gamma_s}}{b \cdot St} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 \cdot f_{t28}}{0{,}9}$

$$\frac{2{,}51 \cdot 348}{100 \cdot 20} = 0{,}436MPa \geq \frac{0{,}184 - 0{,}3 \cdot 2{,}1}{0{,}9} = -0{,}49MPa$$ ..... vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2- vérification à l'ELS

La vérification ce fait d'après le " *CBA93* "

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a. Vérification des contraintes du béton

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

D'où : $\sigma_{bc} = \dfrac{Mser}{I} \cdot y$

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s^{'}(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

$$\Rightarrow y = \frac{-n(As'+As)+\sqrt{n^2(As'+As)^2 + 2.b.n.(c'.As'+d.As)}}{b}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s^{'}(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Avec :

n=15 ;c= c'=2cm ; h=15cm ; d=13cm ; b=100cm ; l=3,9m ; $A_s^{'}=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15MPa$$

Application

Tableau III.3.14 : Vérification a l'ELS

	Mser (kN.m)	**As (cm ^{2})**	**Y (cm)**	**I (cm ^{4})**	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	**Obs**
travée	18	5,65	3,92	8995,21	7,84	15	Vérifie
appuis	5,7	3,93	3,37	6742,6	2,85	15	Vérifie

b. Vérification de la flèche

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Alors :

- $\frac{h}{l} = 0{,}038 \prec \frac{1}{16} = 0{,}0625$..... Condition non vérifiée

Puisque la 1ère condition n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche**.**

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \dfrac{L}{500} \end{cases}$ *L=3,9m<5*

- ***Moment d'inertie de la section homogène I_0***

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + nA_s.c + 15A'_s.d}{bh + n.As + n.As'}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b.h.(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A_s(y-c)^2 + 15A'_s(y-d)^2$$ (Cas d'un rectangle)

$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$ Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05\, f_{t28}}{\rho\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02\, f_{t28}}{\rho\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \rho = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \dfrac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,86MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.3.15 : Vérification de la flèche de 2emme type d'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	Y(cm)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
18	*5.65*	7,21	0,00435	248,51	4,828	1,93	0,43	30551,61	10925,336	18365,359

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0{,}78cm \\ f_v = 1{,}38cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}6cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}78cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0{,}6cm < \bar{f} = 0{,}78cm \text{.....} vérifiée.$$

III.3.3.8. Poutre Palière

Le calcule de la poutre palière se fait comme une poutre simplement appuyée et uniformément chargé.

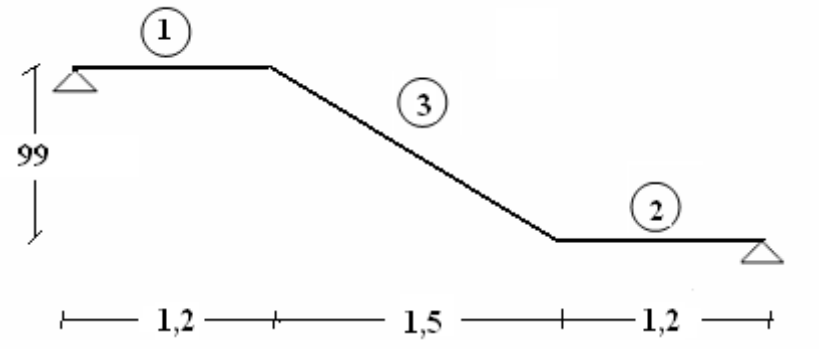


Figure III.3.11: Schéma statique de la poutre palière d'escalier type 2

a- Section de la poutre

Bxh=30x40cm²

b - évaluation des charges

La poutre palier sollicitée par les charges suivante :

Charge permanente

-poids propre ……..0,3x0,4x25=3 KN/m

-poids de la maçonnerie…… ….2,81x3,3/2=4,63KN/m

-charges linéaire sur la partie incliné**3** (provenant même volée) . . .8,72x1,3=11,33KN/m

- charges linéaires sur la partie horizontale **1** (provenant de volée de 4marche +palier)

G =(1,2/2x8,72+1,3x5,45)x1m=12,31 KN/m

- charges linéaires sur la partie horizontale **2** (provenant de volée de 2marche +palier)

G=(0,6/2x8,72+1,3x5,45)x1m=9,7 KN/m

Charges exploitation

Partie horizontale **1** : ……Q1=(1,2/2x2,5+1,3x2,5)x1m =4,75 KN/m

Partie horizontale **2** : …….. Q2=(0,6/2x2,5+1,3 x2,5)x1m =4 KN/m

Partie inclinée :…… ……Q3=2,5x1,3=3,25 KN/m

C- combinaison des charges

E.L.U

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q1$

$q_{u2}=1,35G2+1,5Q2$

$q_{u2}=1,35G3+1,5Q3$

E.L.S

$q_{ser1}=G_1+Q_1$

$q_{ser2}=G_2+Q_2$

Tableau III.3.16 : Charge à l'ELU et l'ELS de poutre de palière de 2eme type d'escalier

	q_1 (kN/ml)	q_3 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	*34*	*30,47*	*29,39*

ELS	*24,69*	*21,33*	*22,21*

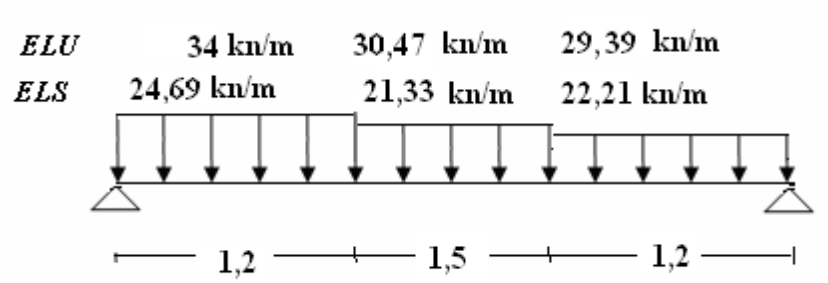


Figure III.3.11 ***: Schéma statique de chargement de la poutre***

d- Calcul Des Efforts Interne

D'après logiciel RDM6 on a :

E.L.U

M_u*=58,82 (KNm)*

T*u*=62,8 KN

E.L.S

M_s=42,08 (KNm)

T*s*=45,17 KN

Remarque

Notre poutre est encastré partiel à deux extrémités.

Donc: M appui=0,3Mu ^{max}

M travée=0,95Mu ^{max}

Alors:

Tableau III.3.17 : Calcul des efforts internes

	M appuis (KN.m)	M travées (KN.m)	T max(KN)
ELU	17,65	55,88	62,8
ELS	12,62	40	45,17

e- Calcul Des Armatures Le ferraillage se fait en flexion simple et fissuration peu nuisible.

Pour le béton : $f_{c28} = 25\ MPa;\ f_{t28} = 2{,}1\ MPa;\ f_{bc} = 14{,}2\ MPa$ Pour l'acier (FeE400) : $f_e = 400\ MPa \Rightarrow \sigma_s = 348\ MPa$

h =40 cm ; b = 30cm ; d = 36 cm.

1. Armature principale

♦***En travée***

$$\mu = \frac{Mu}{b\,d^2 f_{bc}} = 0{,}101 < \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0{,}133 \quad ; z = 34{,}08\ cm \Rightarrow A_s = 4{,}712\ cm^2/ml$$

Choix : **1HA12+ 3HA14**=5,75 cm^2

On garde alors la même section d'armature que la poutre palière de type1

CHAPITRE IV. ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV. 1 - Introduction

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours l'un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur brusque apparition et surtout imprévus, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqués la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour les pays, surtout si leurs ressources sont limitées. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise sociologique, ou au moins une diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se pose est : comment limiter les dommages causés aux constructions par le séisme ; plusieurs études sont faites pour limiter les dégâts provoqués par le séisme, et la seule prévention valable est la construction parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un model de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003.**

.

IV.2. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\left\{\ddot{x}(t)\right\}+[K]\{x(t)\}=\{0\}.....(1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{\ddot{x}\right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournie les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\}=\{A\}\sin(\omega t+\varphi).....(2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω: Fréquence de vibration.

ϕ: Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{\ddot{x}\right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \text{.....(3)}$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$\left([K] - \omega^2 [M]\right) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \text{.....(4)}$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left([K] - \omega^2 [M]\right) \{A\} = \{0\} \text{.....(5)}$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = \left|[K] - \omega^2 [M]\right| = 0 \text{.....(6)}$$

L'expression ci dessus est appelée «**Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en $\left(\omega^2\right)$.

Les (n) solutions $\left(\omega_1^2; \omega_2^2; \text{.....}; \omega_n^2\right)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental $\left(\omega_1 < \omega_2 < ... < \omega_n\right)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

.

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessite de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul appelé ***SAP2000***

(Version 17).

- ***Présentation du logiciel SAP2000 (version 17) :***

Le ***SAP2000*** est un logiciel de calcul basé sur les éléments finis qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments et autre type d'ouvrages tel que les ponts, les barrages, les silos, etc. Les caractéristiques principales du SAP2000 sont :
Il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiments grâce à une interface graphique unique.

Il permet la prise en compte des propriétés non-linéaire des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur a travers le monde *(Euro code, UBC, etc.).*

En effet, grâce a ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse, calcul de la masse de chaque plancher et la masse totale du bâtiment.

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

- Pour la masse des planchers ; La masse est calculée automatiquement par le logiciel ***SAP2000 v17*** (masse source) à partir de l'équation *(G+βQ)* imposée par le ***RPA99 version 2003*** avec *(β=0,2)* pour un bâtiment à usage administratif.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir *2,5t/m³*.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3.2. Modélisation de la masse

- Pour la masse des planchers ; La masse est calculée automatiquement par le logiciel ***SAP2000 v12*** (masse source) à partir de l'équation *(G+βQ)* imposée par le ***RPA99 version 2003*** avec *(β=0,2)* pour un bâtiment à usage administratif.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir *2,5t/m³*.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3.3 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

- La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).
- Les coordonnées du centre de masse sont données par :
  - $X_G = \dfrac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad et \quad Y_G = \dfrac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$
- Avec :
- M_i : La masse de l'élément « *i* » du niveau considéré.
- X_i , Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « *i* » par rapport au repère global.

Remarque 1 **:**

- En réalité de calcul de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse (par étage) ne sont pas nécessaires. En effet, le ***SAP2000*** calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (le centre de masse ainsi que la masse totale de l'étage sont calculées uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

Remarque 2 :

Le ***RPA99 version 2003*** préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \text{ tel que } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Représente le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « *i* ».

W_{Gi} : Représente le poids dû aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " *i* ".

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " *i* ".

β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le règlement **[2]**.

$\beta = 0,2$ (bâtiment administratif).

IV.4. Etude sismique

IV.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **sap2000**

IV.4.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le " **RPA99 modifié en 2003** ". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

1- La méthode statique équivalente.
2- La méthode d'analyse modale spectrale.
3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.4.2.1. La méthode statique équivalente **[2]** (page 25)

a) Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

IV.4.2.2. La méthode modale spectrale [2] (page 33)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a)Principe

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20\sec$ **[2]** (page 35)

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K.

b) Analyse spectrale **[2]** (page 26)

- **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répondue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3{,}0s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3{,}0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « 1B » (bâtiment à usage de bureaux pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'Alger (zone III).

Donc : A=0,3

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (Mixte portique /voiles avec interaction)

T_1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T_1=0,15 s et T_2=0,5 s (site meuble S=3)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q$).

1. Conditions minimales sur les files de contreventement $\Rightarrow$ non observée $P_q = 0{,}05$
2. Redondance en plan $\Rightarrow$ observée $P_q = 0$
3. Régularité en plan $\Rightarrow$ non observée $P_q = 0{,}05$
4. Régularité en élévation $\Rightarrow$ non observée $P_q = 0{,}05$
5. Contrôle de la qualité des matériaux $\Rightarrow$ non observée $P_q = 0{,}05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution $\Rightarrow$ non observée $P_q = 0.1$

Q = 1 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,05+ 0,05 + 0,1 = 1,3

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

- **Résultante des forces sismiques de calcul** **[2]** (page 36)

La résultante des forces sismique a la base Vt obtenu par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. 'Vt>0,8V'.

Si Vt<0,8V il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse (forces , déplacements, moments …) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.(*RPA 99V2003 page 36)*

Où :

Vt : tirer par logiciel de calcul (modale spectrale)

V : obtenu par la méthode statique équivalente

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W .$$

Avec :

A = 0,3.

R = 5

Q =1,3

W : Poids total de la structure

W =G + 0,2 Q = 120463,9 KN.

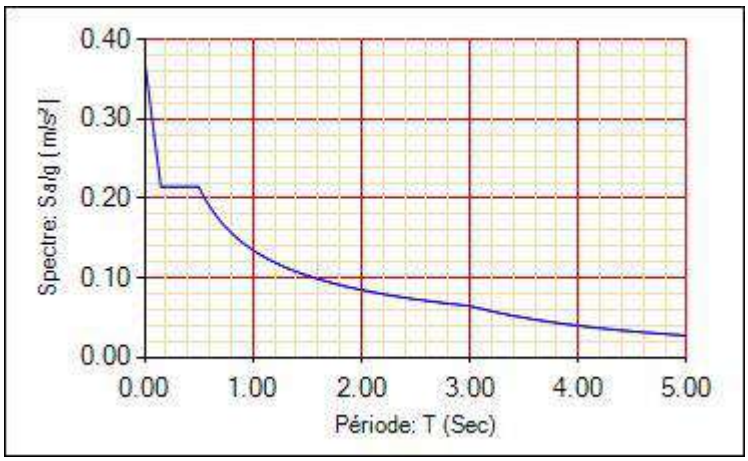
D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissent (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Où :

- η= 0,88. $T1 = 0,15s$ $T2 = 0,5s$ T= ?

Spectre de reponse :



➢ **Estimation de la période fondamentale de la structure (**T) **[2]** (page 31)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T=min\begin{cases} T = 0{,}09\dfrac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N{}^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0{,}05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N =26.1 *m*

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\Rightarrow\begin{cases} D_X = 39{,}7m \\ D_Y = 33.75m \end{cases},$$

AN:

- $T = C_T \times h_N{}^{3/4}$ = 0,05 $(26.1)^{3/4}$ = 0,57s. Dans les deux directions
- $$\begin{cases} T = 0{,}09\dfrac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0{,}09\dfrac{26.1}{\sqrt{39{,}7}} = 0.37\ s \\ T = 0{,}09\dfrac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0{,}09\dfrac{26.1}{\sqrt{33.75}} = 0{,}40\ s \end{cases}$$

Condition sur la période fondamentale **[2]** (page 36)

« ……..retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

Donc : T *empirique*= $\begin{cases} Tx = 0{,}37\ s \\ Ty = 0.40\ s \end{cases}$

$$\Rightarrow \quad 0 \le \left(T_x et T_y\right) \le T \rightarrow D = 2{,}5\eta$$

$$D = 2{,}5(0{,}88) = 2.2$$

$$V = \frac{0{,}3(2{,}2)(1{,}3)}{5}.W \Rightarrow V = 0.17.W$$

IV.4. 3.Vérification Des Déplacements Inter Etage **[2]** (page 37)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R\ \delta_{ek} \qquad \textbf{(4.-19)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Il faut que :

$\delta_k \le \delta_{adm}$

δ_{adm} : Le déplacement inter étage admissible.

$\delta_{adm} = 1\%\ h_e$

h_N : La hauteur de l'étage N

Remarque

L'effet de torsion accidentelle est pris en compte dans le logiciel de calcul sap 2000 v.17 de manière automatique.

IV.4. 4.Interprétation des résultats de l'analyse sismique

a. Modèle 1 (initial)

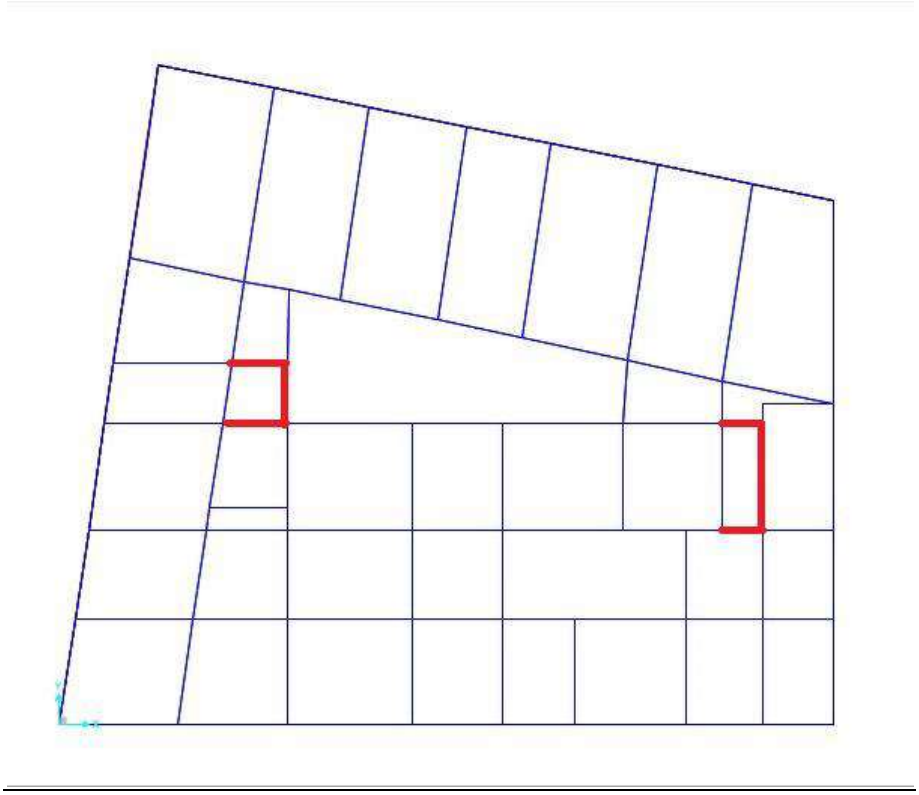


Figure IV.1.Modèle 1

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] :

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 39.70 m

Largeur du bâtiment = 33.75 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.96 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 5.06 m

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme	Niveau	∑ Ix (m4)	∑ Iy	XR	YR	Masse.g	XG	YG
DIAPH1	26.10	0.4147	0.8489	22.04	16.12	12306.86	20.87	16.07
DIAPH2	22.80	0.4168	0.8525	21.86	16.14	10051.67	20.98	15.69
DIAPH3	19.50	0.4745	0.9101	21.90	14.76	10166.88	20.96	15.61
DIAPH4	16.20	0.5678	1.0035	21.47	15.85	10377.41	20.97	15.62
DIAPH5	12.90	0.5678	1.0035	21.47	15.85	10472.59	20.98	15.71
DIAPH6	9.60	0.6908	1.1265	21.43	14.61	10608.57	20.99	15.61
DIAPH7	6.30	1.8599	1.7535	20.52	15.35	10933.52	20.81	15.61
DIAPH8	3.30	1.8386	1.6668	19.82	14.69	7684.40	20.19	11.56
DIAPH9	0.00	35.1942	53.1657	21.53	14.36	15175.71	20.41	15.09

Excentricité :

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH1	26.10	1.17	0.05	Ok
DIAPH2	22.80	0.88	0.45	Ok
DIAPH3	19.50	0.94	0.85	Ok
DIAPH4	16.20	0.50	0.23	Ok
DIAPH5	12.90	0.49	0.14	Ok

DIAPH6	9.60	0.44	1.00	Ok
DIAPH7	6.30	0.29	0.26	Ok
DIAPH8	3.30	0.37	3.13	Ok
DIAPH9	0.00	1.12	0.73	Ok

a.1. Caractéristiques dynamiques de la structure initiale

StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	1.57	0%	24%	5%	0%	24%	5%
Mode	2	0.81	55%	0%	0%	55%	25%	5%
Mode	3	0.58	0%	7%	9%	56%	31%	14%
Mode	4	0.54	2%	15%	41%	58%	46%	55%
Mode	5	0.33	0%	9%	0%	58%	56%	55%
Mode	6	0.27	15%	0%	1%	73%	56%	55%
Mode	7	0.24	0%	2%	1%	73%	58%	56%
Mode	8	0.21	0%	6%	0%	73%	64%	56%
Mode	9	0.16	1%	2%	18%	74%	66%	74%
Mode	10	0.16	0%	15%	4%	74%	81%	78%
Mode	11	0.14	10%	11%	0%	84%	92%	78%
Mode	12	0.12	11%	0%	0%	91%	92%	78%

Tableau. IV.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial

a.2 .Constatations

1. Le premier mode est un mode de rotation
2. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (x-x)
3. Le troisième mode est un mode de rotation
4. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du *12*^{ème} mode

a.3 . Résultantes des forces sismiques

Or W= 104690.026kN $\Rightarrow \{V = 17797.30442kN \quad \Rightarrow \{0{,}8V = 14237.8435kN$

D'après le fichier des résultats de sap 2000 on a :

$$\{F = V_t = 9239.13\,kN$$

Ce qui donne : $\{V_t = 9239.13KN < 0{,}8V = 14237.8435KN$

$$\Rightarrow r = 1.54$$

Donc touts les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) seront multipliés par le rapport *r*

a.4. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.2 : calculs des déplacements inter étages du modèle initial

H	*Niv.*	*Ux (cm)*	*Uy (cm)*	*Δx (cm)*	*Δy (cm)*	$\delta_x = \Delta_x . r . R$ (cm)	$\delta_y = \Delta y . r . R$ (cm)	$\bar{\delta}adm$ *(cm)*	*Observation*
3,3	*26,1*	0.445	0.27	-0.237	-0.139	-1.82	-1.07	3.3	oui
3,3	*22,8*	0.208	0.13	0.626	0.316	4.82	2.43	3.3	Non
3,3	*19.5*	0.83	0.44	0.439	0.198	3.38	1.53	3.3	Non
3,3	*16,2*	1.27	0.64	0.434	0.207	3.34	1.59	3.3	Non
3,3	*12,9*	1.7	0.85	0.503	0.219	3.87	1.68	3.3	Non
3,3	*9,6*	2.21	1.07	0.49	0.222	3.77	1.71	3.3	Non
3,0	6,3	2.7	1.29	0.444	0.216	3.42	1.66	3.3	Non
3,3	3,3	3.147	1.51	-3.14	-1.51	-24.23	-11.63	3.3	Non
0	*0*	*0*	*0*						

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment à dépassé les 8 mètres en zone III.

Ci qui d'après le "**RPA99 modifié en 2003**" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les voiles de contreventement seront disposées dans la mesure du possible de manière symétrique et le plus éloigné du centre de rigidité. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer le nombre de voiles nécessaires et la position adéquate de ces voiles.

b. *Modèle* 2

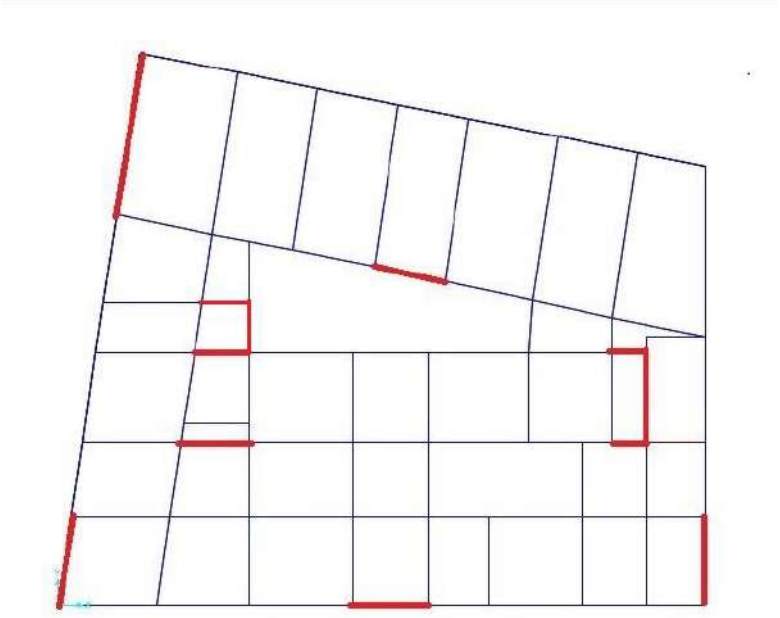


Figure IV.2.Modèle 2.

Calcul d'excentricité selon RPA :

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.96 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 5.06 m

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m⁴)	∑ Iy (m⁴)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
DIAPH1	26.10	5.4566	22.2269	21.13	13.30	12615.39	20.77	15.99
DIAPH2	22.80	5.4587	22.2304	20.99	13.32	10661.36	20.73	15.53
DIAPH3	19.50	5.5164	22.2881	21.06	12.66	10776.58	20.72	15.45
DIAPH4	16.20	5.6097	22.3815	20.87	13.69	10987.11	20.73	15.47
DIAPH5	12.90	5.6097	22.3815	20.87	13.69	11082.29	20.74	15.55
DIAPH6	9.60	5.7285	22.4874	20.47	12.73	11218.26	20.75	15.46
DIAPH7	6.30	6.3335	23.1315	20.15	13.71	11515.49	20.60	15.47
DIAPH8	3.30	6.3036	23.0106	19.59	12.83	8266.36	19.94	11.65
DIAPH9	0.00	35.4006	53.1511	21.87	14.22	15509.68	20.37	15.03

Excentricité :

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH1	26.10	0.36	2.69	Ok
DIAPH2	22.80	0.26	2.21	Ok
DIAPH3	19.50	0.34	2.79	Ok
DIAPH4	16.20	0.14	1.78	Ok

DIAPH5	12.90	0.13	1.86	Ok
DIAPH6	9.60	0.28	2.73	Ok
DIAPH7	6.30	0.45	1.76	Ok
DIAPH8	3.30	0.35	1.18	Ok
DIAPH9	0.00	1.50	0.81	Ok

d.1. Caractéristiques dynamiques du 2ème modèle .

StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	0.890639	0%	35%	0%	0%	35%	0%
Mode	2	0.646362	55%	0%	0%	55%	36%	1%
Mode	3	0.416992	4%	12%	53%	59%	48%	53%
Mode	4	0.223359	0%	3%	0%	59%	51%	53%
Mode	5	0.178037	15%	0%	0%	75%	51%	53%
Mode	6	0.134317	0%	0%	0%	75%	51%	53%
Mode	7	0.113583	0%	0%	0%	75%	51%	53%
Mode	8	0.113163	0%	0%	0%	75%	51%	53%
Mode	9	0.10936	3%	5%	22%	78%	57%	75%
Mode	10	0.107872	0%	0%	0%	78%	57%	76%
Mode	11	0.106156	0%	0%	2%	78%	57%	78%
Mode	123	0.03085	0%	0%	0%	89%	92%	84%
Mode	124	0.030522	0%	0%	0%	89%	92%	84%
Mode	125	0.030243	0%	0%	0%	90%	92%	84%

Tableau IV.7 . Caractéristiques dynamiques du 2ème modèle

d.2.Constatations

1. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe $(y-y)$

2. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe $(x-x)$

3. Le troisième mode est un mode de rotation

5. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 36ème mode

d.3. Calcul des forces sismiques

W= 109572.392 kN →V=18627.30664 →0.8V=14901.845312

D'après le fichier des résultats de sap2000 v.17 on a :

F=Vt=11551.983

Alors :

$$\Rightarrow \{r = 1{,}28$$

d.4 vérification des déplacements inter etage :

H	Niv.	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	$\delta_x = \Delta_x .r. R$ (cm)	$\delta_y = \Delta y.r . R$ (cm)	$\bar{\delta}adm$ (cm)	Observation
3,3	*26,1*	0.379	0.043	-0.203	-0.023	-1.29726	-0.143	3.3	Oui
3,3	*22,8*	0.176	0.020	0.492	0.056	3.149798	0.344	3.3	Oui
3,3	*19,5*	0.668	0.075	0.340	0.038	2.172902	0.235	3.3	Oui
3,3	*16,2*	1.008	0.114	0.363	0.041	2.326144	0.251	3.3	Oui
3,3	*12,9*	1.371	0.154	0.376	0.041	2.406778	0.250	3.3	Oui
3,3	*9,6*	1.747	0.195	0.379	0.040	2.426944	0.247	3.3	Oui
3,0	6,3	2.126	0.235	0.364	0.038	2.330886	0.233	3.3	Oui
3,3	3,3	2.490	0.273						

				-2.491	-0.273	-15.9401	-1.681	3.3	Oui
0	*0*	*0*	*0*						

Tableau IV.8 . Calcul des déplacements inters-étages du 2ème modèle

IV.4. 5. Récapitulatif

Le tableau ci après regroupe les principaux résultats :

Tableau IV.9 . Récapitulatif

modèle	**Poids w (KN)**	**T1 (s)**	**T2 (s)**	**T3 (s)**	**Nombre de modes**	**Vt (kN)**	**Dépla_ cement**
		nature du mode	**nature du mode**	**nature du mode**			
01	104690.026	1.56	0.81	0.58	12	9239.13	
		rotation	Translation x-x	rotation			Non vérif
02 final	109572.392	0,89	0,64	0,41	124	11551.983	Vérifié
		Translation // y-y	Translation // x-x	rotation			

Conclusion

- On constate que le modèles 2 sont vérifiés

- La disposition des voiles:
  - ✓ Absence de bouts de voile
  - ✓ Respect de l'aspect architectural

CHAPITRE V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.1. Ferraillage des poteaux

V.1.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

On constate généralement deux type de comportement pour les poteaux :

La compression simple et la flexion composée

-Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normale de compression (N) centré.

-Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

-soit un effort normal *N* et un moment fléchissant *M* appliqués au centre de gravité du béton seul.

-soit un effort normal *N* excentré de *e* 0 = *M/N* par rapport au centre de gravité du béton seul. Le point d'application de *N* est appelé le centre de Pression.

Remarque

Le béton résistant très bien à la compression, il serait théoriquement inutile de placer des armatures. mais les charges transmises au poteau ne sont jamais parfaitement centrées (imperfections d'exécution, moments transmis par les poutres, dissymétrie du chargement).

Pour ces raisons, on introduit des armatures longitudinales calculées de façon forfaitaire (car ces moments sont difficiles à estimer). Le risque de flambement des armatures longitudinales conduit à placer des armatures transversales (cadres, étriers ou épingles).

Une section soumise à la compression simple est une :

- Section entièrement comprimée *SEC*.

Une section soumise à la flexion composée peut être dans l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement tendue *SPT*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) et l'accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. ***Situation durable :***

- *Béton*: γ_b=1,5 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa
- *Acier*: γ_s=1,15 ; Nuance FeE400 ; σ_s=348MPa

b. ***Situation accidentelle:***

- *Béton* : γ_b=1,15 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=21,74MPa
- *Acier* **:** γ_s=1,00 ; Nuance FeE400 ; σ_s=400MPa

V.1.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon "CBA 93 " [1] (page 167)

a.1. ELU: Situation durable

1,35G+1,5Q

a.2. ELS:

G+Q

b. Selon "RPA99 version 2003" [2] (page 38)

Situation accidentelle

G+Q±E

0,8G±E

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

V.1.3. Recommandation selon RPA99 version 2003 [2] (page 48)

D'après le"***RPA99 version 2003***», pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$* 0{,}9 \le \frac{A_s}{B} \le 3\%$ Zone courante (*Z.C*)

$* 0{,}9 \le \frac{A_s}{B} \le 6\%$ Zone de recouvrement (*Z.R*)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton $[cm^2]$.

- Le diamètre minimum est de *12mm*.

- La longueur minimale de recouvrement est *50Ø* en zone III

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

20cm en zone sismique III.

- Les jonctions par recouvrement doivent êtres faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Remarque 1

pour faire le calcul de ferraillage des poteaux de maniére plus rapide et juste, on va ferrailler les poteaux par le logiciel de calcul robot expert, sous les combinaison d'action considérées (soient les combinaison 1.35G+1.5Q, G+Q+E, 0.8G+E) .

Puis on déduit les paramètres du poteau le plus ferrailler, tel que (M, N, V), et re- ferraillé ces poteaux avec les efforts (paramètres) et bien sur par le règlement BAEL 91 à l'aide du logiciel robot expert

Remarque 2

D'après les résultats de ferraillage obtenus par le logiciel robo expert, nous constatons que les sections d'armatures des poteaux connectés aux voiles ont un ferraillage très important par rapport aux sections d'armatures des poteaux qui ne sont pas connectés aux voiles.

Commentaire

-Un poteau qui est connecté au voile est un poteau en interaction totale avec ce voile.

Donc ils ont le même comportement ; par conséquent le poteau reprend un effort

Horizontal très important, d'où une section de ferraillage très importante,

Alors on ferraille les poteaux qui ne sont pas connecté aux voiles comme d' habitude mais les poteaux qui sont connecté aux voiles ils seront ferraillé avec leur voile comme une section de forme **I**

Tous les efforts (M, N, V) sont multipliés par **r =1,28** direction à laquelle ils correspondent.

Remarque 3 :

On divise notre bâtiment en deux partie : partie 1 concernant la partie qui contient la

Salle de conférence; partie 2 pour le reste de la structure :

V.1.4. Ferraillage

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux qui ne sont pas connecté aux voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Partie 1

a. situation durable

Combinaison : ***1,35G+1,5Q*** *(N, M)*

Tableau. V.1 : Ferraillage des poteaux en situation durable *(N, M)*

Niveaux	***Sections (cm²)***	***N (kN)***	***M (kNm)***	***Sollicitation***	***A_s (cm^2)***	***A'_s (cm^2)***	$A_{s(RPA)}^{min}(cm^2)$
RDC	*65 ×65*	4369,11	302,35	SEC	0	0	38,025
1^{me} au3^{me}	*55 ×55*	1431,33	349,79	SPC	7,921	0	27,225
4ème au6^{ème}	*40 ×40*	277,07	157,06	SPC	10,83	0	14,4

b. situation accidentelle

Combinaison : ***G+Q±E*** **(***N, M***)**

Tableau .V.2 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Niveaux	***Sections (cm²)***		***N (kN)***	***M (kNm)***	***Sollicitation***	***A_s (cm^2)***	***A'_s (cm^2)***	$A_{s(RPA)}^{min}(cm^2)$
RDC	*65 ×65*	*+*	-2486,12	375,2	SPC	0	0	38,025
		-	-1063,7	484,03	SPC	8,376	0	
1^{me}au3^{me}	*55 ×55*	*+*	-1398,74	463,68	SPC	10,428	0	27,225
		-	-711,24	341,27	SPC	9,372	0	
4èmeau6^{ème}	*40 ×40*	*+*	-473,92	197,88	SPC	9,907	0	14,4
		-	195 ,08	135,22	SPC	12,09	0	

Combinaison : ***0,8G ± E*** *(N, M)*

Tableau .V.3 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Niveaux	***Sections (cm²)***		***N (kN)***	***M (kNm)***	***Sollicitation***	***A_s (cm^2)***	***A'_s (cm^2)***	$A_{s(RPA)}^{min}(cm^2)$
RDC	*65 ×65*	*+*	-1933,13	386,43	SPC	0	0	38,025

		-	-510,71	437,54	SPC	12,431	0	
1me au3me	55 ×55	+	-1057,57	383,37	SPC	8,345	0	27,225
		-	-375,07	426,34	SPC	12,23	0	
4ème au6ème	40 ×40	+	-466,75	181,18	SPC	8,45	0	14,4
		-	54,57	148,42	SPC	11,55	0	

Partie 2

a. situation durable

Combinaison : ***1,35G+1,5Q*** *(N M* **)**

Tableau .V.4 : Ferraillage des poteaux en situation durable *(N,M)*

Niveaux	***Sections (cm²)***	***N (kN)***	***M (kNm)***	***Sollicitation***	***A_s (cm²)***	***A'_s (cm²)***	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
RDC au 1	50 ×50	-2827,54	8,83	SEC	0	0	22,5
2me au4me	40 ×40	-1758,62	7,39	SEC	0	0	14,4
5ème au6ème	30 ×30	-48,75	30,41	SPC	2,718	0	8,1

b. situation accidentelle

Combinaison : ***G+Q±E*** ***(****N M***)**

Tableau .V.5 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Niveaux	***Sections (cm²)***		***N (kN)***	***M (kNm)***	***Sollicitation***	***A_s (cm²)***	***A'_s (cm²)***	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
Rdc au1ere	50 ×50	+	-963,12	210,29	SPC	0,796	0	22,5
		-	-659,07	334,84	SPC	12,278	0	
2me au4me	40 ×40	+	-449,57	128,51	SPC	4,065	0	14,4
		-	-318,78	159,01	SPC	8,47	0	
5ème au6ème	30 ×30	+	-160,23	67,18	SPC	4,896	0	8,1

		-	4,2	46,55	SPC	4,61	0	

Combinaison : ***0,8G ± E*** *(N, M)*

Tableau .V.6 : Ferraillage des poteaux en situation accidentelle *(N, M)*

Niveaux	***Sections (cm²)***		***N***	***M***	***Sollicitation***	A_s	A'_s	$A_{s(RPA)}^{min}(cm^2)$
Rdc au 1	*50 × 50*	*+*	-941,4	290,84	SPC	6,482	0	22,5
		-	-374,91	309,2	SPC	13,511	0	
2me au4me	*40 × 40*	*+*	-475,12	147,71	SPC	5,421	0	14,4
		-	26,2	177,8	SPC	9,84	0	
5ème au6me	*30 × 30*	*+*	-139,71	61,58	SPC	4,486	0	8,1
		-	18,62	78,02	SPC	8,18	0	

V.1.5 choix des armatures

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Partie 1

Tableau .V.7 : choix des armatures de 1er partie

Niveaux	***Sections (cm²)***	A_S^{cal} (cm²)	***Sollicitation***	***Choix d'armature***	A_s^{min}	A_s^{adp}
Rdc	*65 × 65*	12,431	SPC	16T20	38,025	50,27
1er au3me	*55 × 55*	12,23	SPC	12T20	27,225	37,7
4ème au6ème	*40 × 40*	12,09	SPC	12T20	14,4	37,7

Partie 2

Tableau .V.8: choix des armatures de 2ème partie

Niveaux	***Sections (cm²)***	A_S^{cal} (cm^2)	***Sollicitation***	***Choix***	A_s^{min}	A_s^{adp}
Rdc au1^{eme}	*50 ×50*	13,511	SPC	4T25+8T16	22,5	35,72
2^{me} au4^{me}	*40 ×40*	9,84	SPC	8T20	14,4	25,13
5ème au6^{ème}	*30 ×30*	8,18	SPC	4T20+4T16	8,1	20,61

V.1.6 vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous *(M_{ser} , N_{ser})* ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton **[1] (page 30)**

$$\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Acier **[1] (page 33)**

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta . f_{tj}})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta . f_{tj}})$

Où : η =1,60 pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s$ *=201,6MPa*.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Partie 1

a- $N_{\max}^{ser}$, M_{corr}^{ser}

Tableau .V.9 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 1er partie

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
rdc	65×65	3178,57	218,69	SPC	152,5	201,6	10,5	15	Ok
1me au3me	55×55	2098,08	171,38	SEC	156,2	201,6	10,9	15	Ok
4ème au6ème	40×40	1078,96	102,41	SPC	163,3	201,6	11,9	15	Ok

b- $M^{ser}_{\max}$, N^{ser}_{corr}

Tableau .V.10 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 1er partie

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
rdc	65×65	1833,01	265,09	SPC	120,8	201,6	8,5	15	Ok
1me au3me	55×55	1042,51	253,42	SPC	156,7	201,6	11,6	15	Ok
4ème au6ème	40×40	510,53	121,04	SPC	146,9	201,6	11,4	15	Ok

Remarque

On va augmenter les poteaux de rive de (4eme , 5eme, 6eme) de 40x40 à 55x55 , qui ne sont pas vérifies à ELS .

$M^{ser}_{\max}$, N^{ser}_{corr}

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
4ème au6ème	40×40	213,86	158,74	SPC	302,5	201,6	13,3	15	NON

Alors :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{ser} (kN)	M^{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
4ème au6ème	55×55	213,86	158,74	SPC	189	201,6	6,8	15	OK

Partie 2

a- $N^{ser}_{\max}$, M^{ser}_{corr}

Tableau .V.11 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 2ème partie

Niveaux	***Sections (cm²)***	**N^{ser} (kN)**	***M^{ser} (kNm)***	**Sollicitation**	***σ$_s$ (MPa)***	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	***σ$_{bc}$ (MPa)***	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	***Obs***
rdc au1ere	*50 × 50*	2044,74	6,29	SEC	105,6	201,6	7,1	15	Ok
2me au4me	*40 × 40*	1272,95	5,25	SEC	106	201,6	7,1	15	Ok
5ème au6ème	*30 × 30*	520,66	2,8	SEC	70,7	201,6	4,8	15	Ok

b- $M^{ser}_{\max}$, N^{ser}_{corr}

Tableau .V.12 : vérification vis-à-vis de l'ELS de 2ème partie

Niveaux	***Sections (cm²)***	**N^{ser} (kN)**	***M^{ser} (kNm)***	**Sollicitation**	***σ$_s$ (MPa)***	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	***σ$_{bc}$ (MPa)***	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	***Obs***
rdc au1eme	*50 × 50*	714,93	73,52	SEC	68,1	201,6	4,8	15	Ok
2me au4me	*40 × 40*	349,63	57,16	SEC	82,9	201,6	6,3	15	Ok
5ème au6ème	*30 × 30*	224,99	28,61	SEC	79,5	201,6	6,3	15	Ok

V.1.7. Vérification de l'effort tranchant

V.1.7.1Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau. Où :d=0,9xh

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 **[1]** (page 39)

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}2\, f_{c28}, 5MPa)$ …… Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}15\, f_{c28}, 4MPa)$ ……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 **[2]** (page 50)

$\bar{\tau}_u = \rho_d\, f_{c28}$

ρ_d*=0,075*…….si l'élancement λ≥*5*

ρ_d*=0,040*…….si l'élancement λ<*5*

Avec :

λ: L'élancement du poteau où : $\lambda = \dfrac{lf}{i}$

i : Rayon de giration où : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Partie 1

Tableau .V.13 : vérification vis-à-vis de l'effort tranchant de 1er partie

Niveaux	***Sections (cm²)***	T_u ***(kN)***	τ_u ***(MPa)***	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	***Obs.***
rdc	*65 ×65*	241,95	0,636	12,311	0,075	1,875	3,75	OK
1ere au3me	*55 ×55*	248,49	0,913	14,549	0,075	1,875	3,75	OK
4ème au6ème	*40 ×40*	173,311	1,204	20,005	0,075	1,875	3,75	OK

Partie 2

Tableau .V.14 : vérification vis-à-vis de l'effort tranchant de 2ème partie

Niveaux	***Sections (cm²)***	T_u ***(kN)***	τ_u ***(MPa)***	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	***Obs.***
Rdc au1ere	*50 ×50*	60,01	0,267	16,004	0,075	1,875	3,75	OK
2me au4me	*40×40*	51,91	0,36	20,005	0,075	1,875	3,75	OK
5ème au6ème	*30 ×30*	36,41	0,45	26,674	0,075	1,875	3,75	OK

V.1.7 .2. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93**et celles du ***RPA99 version 2003,*** elles sont données comme suit :

➢ **Selon le CBA93** **[1]** (page 40)

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3.f_{tj}\cdot.K}{0{,}9.\dfrac{f_e}{\gamma_S}} \quad Avec: K = 1 \quad pas\ de\ réprise\ \ de\ betonage \\ S_t \leq \min\ \{\ 0{,}9.d;\ 40\ cm\ \} \\ \dfrac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 0{,}40\ MPa \end{cases}$$

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \phi_l\ ;\ \frac{b_o}{10}\right) \qquad \textbf{[3]}\ (\text{page } 49)$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset_l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales.

➢ **Selon le RPA 99** **[2]** (page 50)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$.....si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$.....si $\lambda_g < 5$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$.....Zone nodale (zone III).

$S_t \leq Min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$.....Zone courante (zone III).

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\%.....si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%.....si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation\ entre\ les\ valeurs\ \lim ites\ \ précédentes\ \ si\ 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales f_e=400MPa (FeE40).

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Ø minimum

Les tableaux suivant rassemblent tous les résultats concernant les armatures transversales dans les poteaux:

a-espacement des armatures transversales

Partie 1

Tableau .V.15 : espacement transversales de 1er partie

Niveaux	***Section (cm²)***	***Barres***	***Øl (mm)***	***St (cm)***	
				Zone nodale	***Zone courante***
Rdc	*65 ×65*	16T20	*20*	*10*	*10*
1me –au-3me	*55 ×55*	12T20	*20*	*10*	*10*
4ème –au-6ème	*40 ×40*	12T20	*20*	*10*	*10*

Partie 2

Tableau .V.16 : espacement transversales de 1er partie

Niveaux	***Section (cm²)***	***Barres***	***Øl (mm)***	***St (cm)***	
				Zone nodale	***Zone courante***
rdc –au-1ere	*50 ×50*	4T25+8T16	*16*	*10*	*15*
2me –au-4me	*40 ×40*	8T20	*20*	*10*	*20*
5ème –au-6ème	*30 ×30*	4T20+4T16	*16*	*10*	*15*

b-Choix des armatures transversales

Partie 1

Tableau .V.17 : choix des armatures transversales de 1er partie

Niveaux	*Section (cm^2)*	*L_f (m)*	*λ_g (%)*	*ρ_a*	*T_u^{max} (kN)*	*Zone*	*S_t (cm)*	*A_t^{cal} (cm^2)*	*Choix*	*A_s^{adp} (cm^2)*
rdc	*65 ×65*	2,31	3,55	3,75	241,95	*N*	10	3,49	4T10	3,14
						C	10	3,49	4T10	3,14
1me au3me	*55 ×55*	2,31	4,2	3,75	248,49	*N*	10	4,236	6T10	4 ,71
						C	10	4,236	6T10	4 ,71
4ème au6ème	*40 ×40*	2,31	5,77	2,5	173,311	*N*	10	2,708	4T10	3,14
						C	10	2,708	4T10	3,14

Partie 2

Tableau .V.18 : choix des armatures transversales de 2ème partie

Niveaux	*Section (cm^2)*	*L_f (m)*	*λ_g (%)*	*ρ_a*	*T_u^{max} (kN)*	*Zone*	*S_t (cm)*	*A_t^{cal} (cm^2)*	*Choix*	*A_s^{adp} (cm^2)*
rdcau1ere	*50 ×50*	2,31	4,62	3,75	60,01	*N*	10	1,125	4T8	2,01
						C	15	1,68	4T8	2,01
1me au4me	*40 ×40*	2,31	5,775	2,5	51,91	*N*	10	0,811	4T8	2,01
						C	20	1,622	4T8	2,01
5ème au6ème	*30 ×30*	2,31	7,7	2,5	36,41	*N*	10	0,759	4T8	2,01
						C	15	1,138	4T8	2,01

V.1.8. Longueur De Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50$\emptyset_l$ en zone III.

Pour :

HA25……L_r=125cm

HA20……L_r=100cm

HA16……L_r=80cm

V.1 .9. Ferraillage des poteaux de sous sol

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$ **[3]** (page 110)

α: Coefficient de réduction de l'effort repris par le poteau

$$\alpha = \begin{cases} \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & si\ \lambda \leq 50 \\ \dfrac{0,6(50)^2}{\lambda} & si\ 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Si $\lambda > 70$, on ne peut calculer le poteau par l méthode forfaitaire

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

L_f : La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

B_r : La section réduite $B_r=(a-0,02)^2$ $[m^2]$.

Partie1

a-Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

N_u(RDC)=5104 ,06 kN

N_s(RDC)=3715,07 kN

Poids revenant au sous sol:

-poids plancher courant . ……G_{PC} = 7,54×(13,75+10,5)=182,85 kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……. G_{PP} = 0,3×0,3×25×(2,5x2-0.4)=10,35 kN

-Poids des poutres transversales sens(x –x)G_{PNP}=0,3×0,30×25×((2,55+2,95)-0.4)=11,475 kN

-Poids de mur extérieur sens (x-x) ……..GME=2,81x(2,75+1,1)x(6,3-05)x0,8=50,2KN

g= 254 ,9 kN

m

G_{tot}=254,9KN

Surcharge d'exploitation RDC : Q=2,5x24,25=60,625 KN

Parking: Q=2,5x24,25=60,625 KN

Q_{tot}=60,625

$N_{u\ sous\ sol}$ =1,35G+1,5Q=435.0525 KN

$N_{s\ sous\ sol}$ =G+Q=315,525 KN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol :

$N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{u\ sous\ sol}$=5539.1125 kN

$N_{s(ss)}=N_{s(RDC)}+N_{s\ sous\ sol}$=4030.595 kN

b. Calcul du ferraillage

L=3 ,15m

$N_{u(ss)}$=5539.1125 KN

Section (cm²)	***i (cm)***	λ	α	***B_r(cm²)***	A_s ***(cm²)***	A_s^{min} ***(cm²)***	***choix***	***A_s^{adp}(cm²)***
65x65	*20,20*	*10,91*	*0,83*	*4624*	*-44,27*	*32,40*	*12T20*	*37,70*

On $A_s<0$, donc le béton seul peut équilibrer la sollicitation; mais le ***RPA99 version 2003*** exige un minimum, dans ce cas on opte A_s^{min} = 0,9%B.

C. Vérification à l'ELS

$N_{s(ss)}$=4030.595

Section (cm²)	***N_{ser}) (kN)***	***σ_s (MPa)***	$\overline{\sigma}_s$ ***(MPa)***	***σ_b (MPa)***	$\overline{\sigma}_b$ ***(MPa)***	***Vérification***
65x65	4030.595	*120,5*	*201,6*	*8*	*15*	*OK*

D . Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t=4T10=3,14cm^2.

Espacement en zone nodale : S_t=10cm

Espacement en zone courante : S_t=15cm

Partie2

a-Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

N_u(RDC)=3969,5 kN

N_s(RDC)=2869,05 kN

Poids revenant au sous sol1:

-poids plancher courant ..... G_{PC} = 7,54×30,165 =227,45 kN

-Poids des poutres longitudinales sens(y-y) ……. G_{PP} = 0,3×0,3×25×(4,95-0.4)=10,28kN

-Poids des poutres transversales sens(x –x)…… G_{PNP}=0,3×0,3×25×(6,1-0.4)=12,82 kN

g = 250,55 kN

G_{tot}=250,55KN

Surcharge d'exploitation RDC : Q=2,5x30 ,165=75,41 KN

Parking: Q=2,5x30 ,165=75,41 KN

Q_{tot}=75,41KN

$N_{u\ sous\ sol}$ =1,35G+1,5Q=451.34 KN

$N_{s\ sous\ sol}$ =G+Q=325.96 KN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol :

$N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{u\ sous\ sol}$=4420.84kN

$N_{s(ss)}=N_{s(RDC)}+N_{s\ sous\ sol}$=3195.01 kN

b. Calcul du ferraillage

L=3 ,15m

$N_{u(ss)}$=4420.84 kN

Section(cm²)	***i(cm)***	λ	α	***B_r(cm²)***	A_s ***(cm²)***	A_s^{min} ***(cm²)***	***choix***	***A_s^{adp}(cm²)***
55x55	*17,32*	*12 ,73*	*0,82*	*3364*	*-14,26*	*32,40*	*12T20*	*37,70*

On $A_s<0$, donc le béton seul peut équilibrer la sollicitation; mais le ***RPA99 version 2003*** exige un minimum, dans ce cas on opte A_s^{min} = 0,9%B.

C .Vérification à l'ELS

$N_{s(ss)}$=3195.01 kN

Section (cm²)	***N_{ser}) (kN)***	***σ_s (MPa)***	$\overline{\sigma}_s$ ***(MPa)***	***σ_b (MPa)***	$\overline{\sigma}_b$ ***(MPa)***	***Vérification***
55x55	3195.01	*130,1*	*201,6*	*8 ,7*	*15*	*OK*

D .Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t=4T10=3,14cm^2.

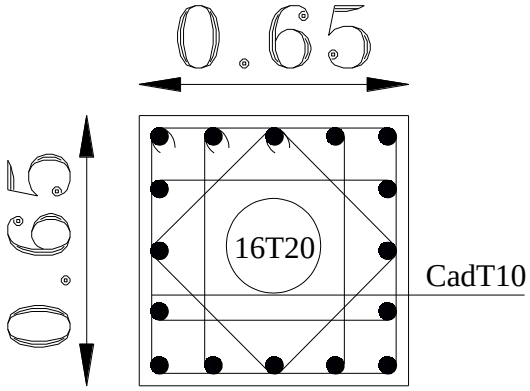
Espacement en zone nodale : S_t=10cm

Espacement en zone courante : S_t=15cm

V.1.10.Schéma de ferraillage

1-Sous sol

Partie 1



Partie 2

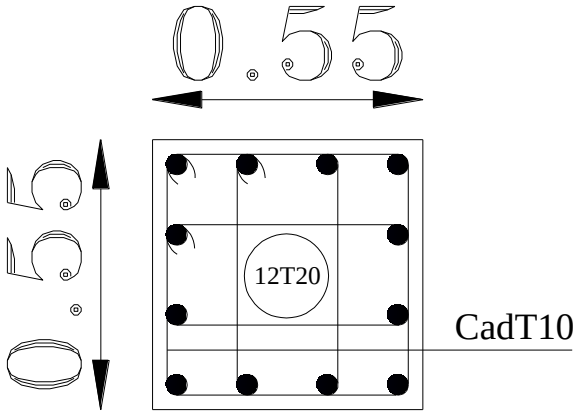
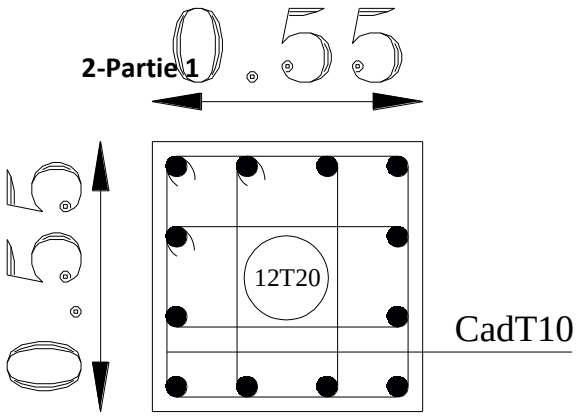
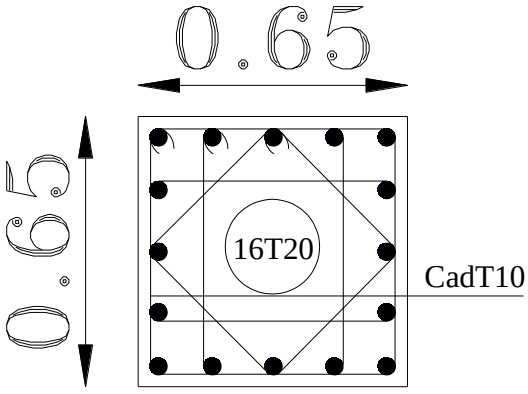


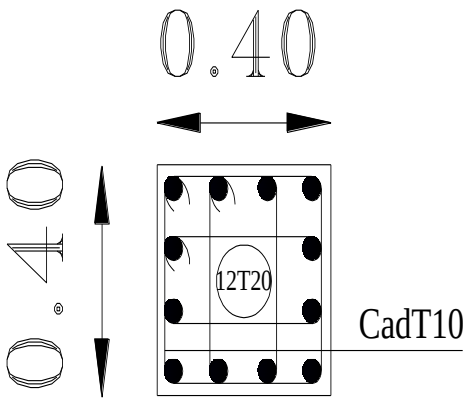
Figure V.1. Ferraillage des poteaux du sous sol



1ème, 2ème ,3ème



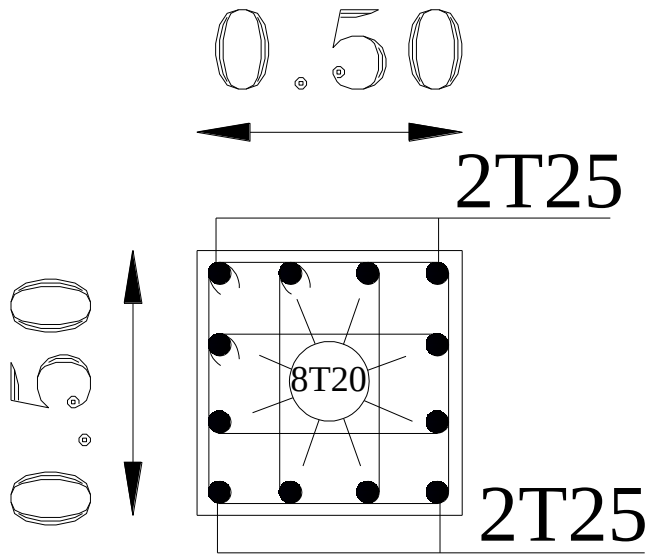
RDC



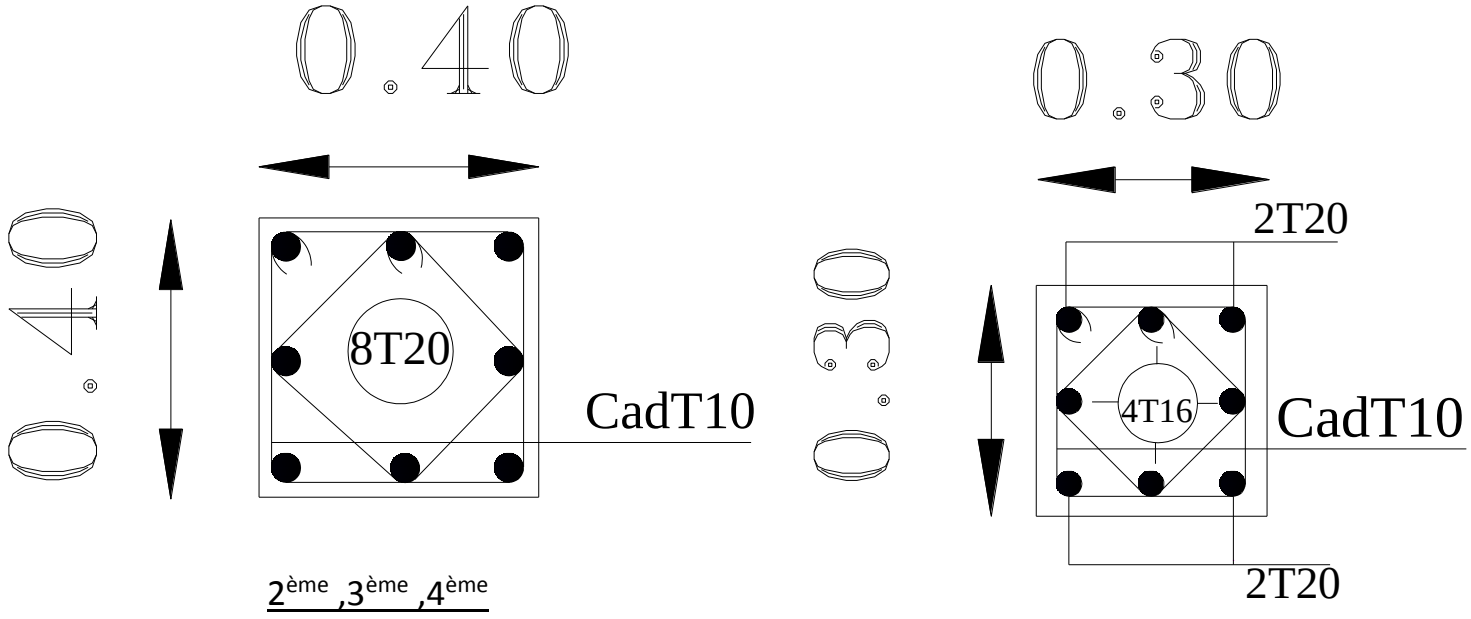
4ème, 5ème ,6ème

Figure V .2. Ferraillage des poteaux de la partie 1

3-Partie 2



Rdc+1



2ème ,3ème ,4ème

5ème ,6ème

Figure V. 3.ferraillage des poteaux de la partie 2

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- ***Situation durable :***

  -***Béton :*** $\gamma_b = 1{,}5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_b = 14{,}17MPa$

  -***Acier :*** $\gamma_{qs} = 1{,}15$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 348MPa$

- ***Situation accidentelle :***

  -***Béton :*** $\gamma_b = 1{,}15$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_b = 21{,}74MPa$

  -*Acier :* $\gamma_s = 1$; $f_e = 400MPa$; $\sigma_s = 400MPa$

V.2.2. Combinaisons De Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ***Selon "CBA 93 "*** [1] (page 167)

  ELU : 1,35 G +1,5 Q

  ELS : G +Q

- ***Selon le "RPA 99 version 2003"*** **[2]** (page 38)

  G+Q ± E

  0,8G ± E

V.2.3. Recommandation du "RPA99 version 2003" [2] (page 52)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles changes verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitie de la section sur appui

- La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées 90°

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées.

V.2.4. Calcul Du Ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré deux parties :

Partie 1

Poutres longitudinales en section (Té) telle que b=232cm ; b_0=40cm ; h=80cm ; h_0=20cm

Poutres transversales en section rectangulaires telle que b=30cm ; h=60cm ;

Partie 2

Poutres longitudinales en section rectangulaires (sens porteur)

Poutres transversales en section rectangulaires (sens non porteur)

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Partie 1

V.2.4.1.poutres longitudinales

Situation durable : *1,35G+1,5Q*

Tableau V .19.Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Niveaux	***Section (Té) (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***
RDC_3ème	*40x80*	*Travée*	400,489	*0*	*15,11*
		Appui	486,504	18,40	*0*
4ème _6ème	*40x80*	*Travée*	501,569	*0*	*18,98*

		Appui	401,303	15,15	*0*

Situation accidentelle

Combinaison G+Q+E

Tableau V.20. Ferraillage des poutres longitudinales (accidentelles)

Niveaux	***Section (Té) (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***
RDC_3ème	*40x80*	*Travée*	320,65	0	10,47
		Appui	604,56	19,84	0
4ème _6ème	*40x80*	*Travée*	387,74	0	12,69
		Appui	458,92	15,02	0

Combinaison 0,8G+E

Tableau V.21 : Ferraillage des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (Té) (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***
RDC_3ème	*40x80*	*Travée*	207,64	0	6,95
		Appui	496,53	16,7	*0*
4ème _6ème	*40x80*	*Travée*	294	0	9,85
		Appui	359,11	12,05	*0*

V.2.4.2. Poutres transversales

Situation durable : *1,35G+1,5Q*

Tableau V.22.Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	78,181	0	4,07
		Appui	142,152	7,6	0
4ème _6ème	*30x60*	*Travée*	101,04	0	5,30

		Appui	174,837	9,48	0

Situation accidentelle

Combinaison G+Q+E

Tableau V.23.Ferraillage des poutres transversales (situation accidentelle)

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	354,193	0	17,17
		Appui	384,59	18,94	0
4ème _6ème	*30x60*	*Travée*	254,073	0	11,93
		Appui	357,832	17,36	0

Combinaison 0,8G+E

Tableau V.24 : Ferraillage des poutres transversales

Niveaux	***Section (Té) (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	62,61	0	2,8
		Appui	353,82	17,81	0
4ème _6ème	*30x60*	*Travée*	77,97	0	3,51
		Appui	320,45	15,87	0

Partie 2

V.2.4.3. poutres longitudinales

Situation durable : *1,35G+1,5Q*

Tableau V.25.Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Niveaux	Section (cm²)	position	Mu (kN.m)	As sup (cm²)	As inf (cm²)
RDC_3ème	30x40	Travée	20,81	0	1,65
		Appui	42,758	3,46	0
4ème _6ème	30x40	Travée	20,57	0	1,63
		Appui	61,424	5,06	0

Situation accidentelle

Combinaison G+Q+E

Tableau V.26.Ferraillage des poutres longitudinales (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm²)	position	Mu (kN.m)	As sup (cm²)	As inf (cm²)
RDC_3ème	30x40	Travée	9,62	0	0,75
		Appui	152,71	11,43	0
4ème _6ème	30x40	Travée	10,10	0	0,79
		Appui	157,579	11,84	0

Combinaison 0,8G+E

Tableau V.27 : Ferraillage des poutres longitudinales

Niveaux	Section (cm²)	position	Mu (kN.m)	As sup (cm²)	As inf (cm²)
RDC_3ème	30x40	Travée	10,59	0	3,74
		Appui	147,09	6,78	0
4ème _6ème	30x40	Travée	20,79	0	0,92
		Appui	151,7	7,01	0

V.2.4.4. Poutres transversales

Situation durable *1,35G+1,5Q*

Tableau V .28. Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Niveaux	Section (Té) (cm²)	position	Mu (kN.m)	As sup (cm²)	As inf (cm²)
RDC_3ème	30x60	Travée	45,791	0	2,35
		Appui	82,626	4,30	0
4ème _6ème	30x60	Travée	56,42	0	2,91
		Appui	98,123	5,14	0

Situation accidentelle

Combinaison G+Q+E

Tableau V.29.Ferraillage des poutres transversales (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm²)	position	Mu (kN.m)	As sup (cm²)	As inf (cm²)
RDC_3ème	30x60	Travée	181,112	0	8,33
		Appui	234,128	10,93	0
4ème _6ème	30x60	Travée	151,142	0	6,89
		Appui	235,007	10,97	0

Combinaison 0,8G +E

Tableau V.30 : Ferraillage des poutres transversales

Niveaux	Section (cm²)	position	Mu (kN.m)	As sup (cm²)	As inf (cm²)
RDC_3ème	30x60	Travée	83,05	0	6,01
		Appui	179,17	14,42	0
.4ème _6ème	30x60	Travée	68,58	0	4,90
		Appui	162,47	12,80	0

V.2.5. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par les tableaux suivants :

Partie 1

V.2.5. 1.Poutre longitudinale

Tableau V.31: Choix des armatures pour les poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***	A_{sRPA}^{min}	***As sup***	***As inf***
RDC_3ème	*40x80*	*Travée*	*0*	*15,11*	*16*	*4T20*	*4T16+4T20*
		Appui	19,84	*0*	*16*	*8T20*	*4T20*
4ème _6ème	*40x80*	*Travée*	*0*	*18,98*	*16*	*4T20*	*8T20*
		Appui	15,15	*0*	*16*	*4T16+4T20*	*4T20*

V.2.5. 2.Poutres transversales

Tableau V.32: Choix des armatures pour les poutres transversales

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***	A_{sRPA}^{min}	***As sup***	***As inf***
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	*0*	*17,17*	*9*	*3T20*	*6T20*
		Appui	*18,83*	*0*	*9*	*6T20*	*3T20*
4ème _6ème	*30x60*	*Travée*	*0*	*11,93*	*9*	*3T20*	*6T16*
		Appui	*17,36*	*0*	*9*	*6T20*	*3T16*

Partie 2

V.2.5. 3.Poutres longitudinales (non porteuse)

Tableau V.33: Choix des armatures pour les poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***	A_{sRPA}^{min}	***As sup***	***As inf***
RDC_3ème	*30x40*	*Travée*	*0*	*1,65*	*6*	*3T16*	*3T16*
		Appui	*11,43*	*0*	*6*	*6T16*	*6T16*
4ème_6ème	*30x40*	*Travée*	*0*	*1,63*	*6*	*3T16*	*3T16*
		Appui	*11,84*	*0*	*6*	*6T16*	*6T16*

Remarque

Le ferraillage sur appuis dans les poutres secondaires a été calculé avec le moment obtenu par les combinaisons accidentelles, la section d'armature obtenue a été disposée dans les deux fibres, supérieure et inferieur de la poutre.

Car cette combinaison nous donne deux moment comparable l'un est positif et l'autre est négatif (au niveau des appuis bien sûr).

V.2.5. 4.Poutres transversales

Tableau V.34: Choix des armatures pour les poutres transversales :

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***	A_{sRPA}^{min}	***As sup***	***As inf***
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	*0*	*8,33*	*9*	*3T20*	*6T14*
		Appui	*10,93*	*0*	*9*	*3T20+3T16*	*3T14*
4ème_6ème	*30x60*	*Travée*	*0*	*6,89*	*9*	*3T20*	*6T14*
		Appui	*11.77*	*0*	*9*	*3T20+3T16*	*3T14*

V.2.6. Vérifications nécessaires

*V.2.6. 1.*Vérification thermique

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures 30m. **[1]** page(110)

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT = 20c°).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E = 32164,20 MPa).

Donc : $\sigma_t = 32164{,}20 \times 10^{-5} \times 20 = 6{,}43 MPa$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y + \sigma_t < \overline{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_S = 15 \dfrac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma_t = \sigma s + \sigma t \leq \overline{\sigma}_s = 201{,}6 MPa \end{cases}$$

Remarque

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité (poutres de rives), les plus exposées à la variation de température.

Partie 1

a- sens longitudinale

Tableau V.35 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	Obs
RDC_3ème	Travée	48,88	1,1	7,53	15	33,8	40,23	201,6	OK
	Appui	42,47	0,9	7,33		24,2	30,63		
4ème_6ème	Travée	55,79	1,2	7,63	15	32,3	38,73	201,6	OK
	Appui	44,90	1,0	7,43		31	37,43		

b- Sens transversale

Tableau V.36 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	Obs
RDC_3ème	Travée	47,127	2,1	8,53	15	49,2	55,63	201,6	OK
	Appui	99,091	4,2	10,63		94,9	101,33		
4ème _6ème	Travée	43,06	2,1	8,53	15	68,8	57,23	201,6	OK
	Appui	66,938	3,2	9,63		70,7	77,13		

Partie 2

a- Sens longitudinale

Tableau V.37: Vérification thermique des poutres à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	Obs
RDC_3ème	Travée	13 ,56	1,5	7,93	15	38,7	45,13	201,6	OK
	Appui	34,98	3,3	9,73		87,6	94,03		
4ème _6ème	Travée	14,46	2	8,43	15	74	80,43	201,6	OK
	Appui	41,27	4,7	11,13		120	126,43		

b- Sens transversale

Tableau V.38 : Vérification thermique des poutres à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s+\sigma_t$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$	Obs
RDC_3ème	Travée	23,953	1,4	7,83	15	49,9	56,33	201,6	OK
	Appui	60,291	3	9,43		96,3	102,73		
4ème _6ème	Travée	35,053	2,2	8,63	15	83,7	90,13	201,6	OK
	Appui	71,538	4	10,43		116,1	122,53		

D'après les résultats des tableaux précèdent, on n'a pas besoin des armatures de traction dans les poutres de rives.

V.2.6.2. Condition de non fragilité [3] (page 47)

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa ; d=h-c

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Partie 1

a. Poutre longitudinale

Tableau V.39 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres longitudinales

Niveaux	*Section (cm²)*	*position*	*As sup (cm²)*	*As inf (cm²)*	*As min (cm²)*	*observation*
RDC_3ème	*40x80*	*Travée*	12,57	20,61	3,71	vérifiée
		Appui	25,13	12,57	3,71	vérifiée
4ème _6ème	*40x80*	*Travée*	12,57	25,13	3,71	vérifiée
		Appui	20,61	12,57	3,71	vérifiée

a. Poutres transversales

Tableau V.40 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres transversales

Niveaux	*Section (cm²)*	*position*	*As sup (cm²)*	*As inf (cm²)*	*As min (cm²)*	*observation*
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	*9,42*	*18,85*	*2,06*	*vérifiée*
		Appui	*18,85*	*9,42*	*2,06*	*vérifiée*
4ème _6ème	*30x60*	*Travée*	*9,42*	*12,06*	*2,06*	*vérifiée*
		Appui	*18,85*	*6,03*	*2,06*	*vérifiée*

Partie 2

a. **Pou*tres longitudinales***

Tableau V.41 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres longitudinales

Niveaux	*Section (cm²)*	*position*	*As sup (cm²)*	*As inf (cm²)*	*As min (cm²)*	*observation*
RDC_3ème	*30x40*	*Travée*	*6,03*	*6,03*	*1,34*	*vérifiée*
		Appui	*12,06*	*12,06*	*1,34*	*vérifiée*
4ème _6ème	*3040*	*Travée*	*6,03*	*6,03*	*1,34*	*vérifiée*
		Appui	*12,06*	*12,06*	*1,34*	*vérifiée*

b. Poutres transversales

Tableau V.42 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres transversales

Niveaux	*Section (cm²)*	*position*	*As sup (cm²)*	*As inf (cm²)*	*As min (cm²)*	*observation*
RDC_3ème	*30x60*	*Travée*	*9,42*	*9,24*	*2,06*	*vérifiée*
		Appui	*15,46*	*4,62*	*2,06*	*vérifiée*
3ème _6ème	*30x60*	*Travée*	*9,42*	*9,24*	*2,06*	*vérifiée*
		Appui	*15,46*	*4,62*	*2,06*	*vérifiée*

***V.2.6.3.* Vérification vis-à-vis de ELS**

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = 201{,}6MPa \end{cases}$ **[1]** (page 33)

Partie 1

a. Poutres longitudinales

Tableau V.43: Vérification des poutres longitudinales à l'ELS

Niveaux	***Position***	***M_{ser}***	***σ_{bc}***	$\overline{\sigma}_{bc}$	***σ_s***	$\overline{\sigma}_s$	***observation***
RDC_3ème	*Travée*	289,685	*2,49*	*15*	*192,71*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	352,206	*2,79*		*193,15*		
4ème _6ème	*Travée*	360,546	*2,91*	*15*	*198,02*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	291,435	*2,51*		*193,87*		

b. poutres transversales

Tableau V.44: Vérification des poutres transversales à l'ELS

Niveaux	***Position***	***M_{ser}***	***σ_{bc} (MPa)***	$\overline{\sigma}_{bc}$	***σ_s***	$\overline{\sigma}_s$	***observation***
RDC_3ème	*Travée*	56,853	*2,5*	*15*	*59,3*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	103,344	*4,5*		*107,8*		
4ème _6ème	*Travée*	73,229	*3,6*	*15*	*116,9*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	127,246	*6,0*		*134,4*		

Partie 2

a. poutres longitudinales

Tableau V.45: Vérification des poutres longitudinales à l'ELS

Niveaux	***Position***	***M_{ser} (kNm)***	***σ_{bc} (MPa)***	$\overline{\sigma}_{bc}$	***σ_s (MPa)***	$\overline{\sigma}_s$	***observation***
RDC_3ème	*Travée*	14,86	*2*	*15*	*73,3*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	31,29	*2,8*		*78,1*		

4ème _6ème	*Travée*	19,43	*2,6*	*15*	*95,9*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	41,27	*3,7*		*103*		

b. ***Poutres transversales***

Tableau V.46: Vérification des poutres transversales à l'ELS

Niveaux	***Position***	***M_{ser} (kNm)***	***σ_{bc} (MPa)***	$\overline{\sigma}_{bc}$	***σ_s (MPa)***	$\overline{\sigma}_s$	***observation***
RDC_3ème	*Travée*	32,637	*1,9*	*15*	*68,0*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	60,291	*3,4*		*97,8*		
4ème _6ème	*Travée*	40,335	*2,4*	*15*	*84,0*	*201,6*	*vérifiée*
	Appui	71,538	*4,0*		*116,1*		

V.2.6.4. Vérifications de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\overline{\tau}_u = Min(0{,}15 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable) **[1]** (page 39)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Partie 1

a. Poutre longitudinale

Tableau V.47: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***Tu (kN)***	***τu (MPa)***	$\overline{\tau_u}$ ***(MPa)***	***observation***
RDC_3ème	*40x80*	315,68	*1,02*	*2,50*	*vérifiée*
4ème _6ème	*40x80*	287,7	*0,93*	*2,50*	*vérifiée*

b. ***Poutres transversales***

Tableau V. 48: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres transversales

Niveaux	*Section (cm²)*	*Tu (kN)*	*τu (MPa)*	$\overline{\tau_u}$ *(MPa)*	*observation*
RDC_3ème	*30x60*	421,62	*1,36*	*2,50*	*vérifiée*
4ème _6ème	*30x60*	331,03	*1,07*	*2,50*	*vérifiée*

Partie 2

a. Poutres longitudinales

Tableau V.49: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres longitudinales

Niveaux	*Section (cm²)*	*Tu (kN)*	*τu (MPa)*	$\overline{\tau_u}$ *(MPa)*	*observation*
RDC_3ème	*30x40*	44,93	*0,41*	*2,50*	*vérifiée*
4ème _6ème	*30x40*	49,86	*0,45*	*2,50*	*vérifiée*

b. Poutres transversales

Tableau V.50: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres transversales

Niveaux	*Section (cm²)*	*Tu (kN)*	*τu (MPa)*	$\overline{\tau_u}$ *(MPa)*	*observation*
RDC_3ème	*30x60*	60,9	*0,35*	*2,50*	*vérifiée*
5ème _6ème	*30x60*	65,28	*0,38*	*2,50*	*vérifiée*

V.2.7.Ferraillage Transversal

Les armatures transversales ainsi leurs espacements sont tirés à partir des formules de *"RPA99 version 2003 "* et celle du *" CBA 93 "*

a) D'après *RPA99 version 2003* **[2]** (page 53)

- La quantité d'armature transversal est donnée par : $A_t = 0{,}003\ S_t.\ b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné par :

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

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

b) D'après *CBA 93* **[1]** (page 40) , **[1]** (page 79)

- $S_t \leq$ min (0,9d , 40cm)

- $\frac{A_t . f_e}{b_0 . S_t} \geq 0{,}4$ MPa avec : $b_0 = b$

- $\Phi_t \leq \emptyset_l / 3$

Avec:

b : longueur de la section

S : Espacement entre les armatures transversales

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales

A_t :La section d'un cours d'armatures d'âme, de limite élastique

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.51.: Calcul des armatures transversales

	Section	40x80	30x60	30x40
Zone nodale	S_t [cm]	19,2	15	10
	$S_t^{choisit}$ [cm]	10	10	10
	$A_t^{calculée}$ [cm²]	1,2	0,9	0.9
	$A_t^{adopté}$ [cm²]	4T8 (2.01)	4T8 (2.01)	4T8 (2.01)
Zone courante	S_t [cm]	40	30	20
	$S_t^{choisit}$ [cm]	15	15	15
	$A_t^{calculée}$ [cm²]	1,8	1,35	1,35
	$A_t^{adopté}$ [cm²]	4T8 (2.01)	4T8 (2.01)	4T8 (2.01)

V.2.8.Recouvrement Des Armatures Longitudinales **[2]** (page 52)

$L_r=50\phi$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

ϕ =14mm……..L_r=70cm

ϕ =16mm……..L_r=80cm

ϕ =20mm……..L_r=100cm

V.2.9.Vérification De L'influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis

a. Appuis intermédiaires

a.1. Vérification de la force de traction dans les armatures longitudinales **[5]** **(page 253)**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

- Si : $T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

- Si : $T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.

Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}\right)$

Partie 1

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.52: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	***M_{ua} (kNm)***	$\frac{M_{ua}}{0{,}9d}$ ***(kN)***	$T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}$
RDC_6ème	*40x80*	315,68	*486,50*	*702,02*	*-386,34<0*

- ***Poutres transversales***

Tableau V.53: Vérification de la section d'armatures des poutres transversales

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	***M_{ua} (kNm)***	$\frac{M_{ua}}{0{,}9d}$ ***(kN)***	$T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}$
RDC_6ème	*30x60*	421,62	*142,15*	*277,1*	*144,52>0*

Pour la poutre 30x60 de *RDC_6ème*, on doit vérifier la condition suivante :

$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}\right)$ $\quad A_s = 18{,}85 \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(T_u - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}\right) = 4{,}15 cm^2$ ..... Vérifié

Partie 2

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.54:Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Niveaux	Section (cm^2)	T_u (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$
RDC_4ème	*30x40*	44,93	*42,75*	*128,37*	*-83,44<0*
4ème_6ème	*30x40*	49,86	*61,42*	*184,84*	*-134,56<0*

- ***Poutres transversales***

Tableau V.55 : Vérification de la section d'armatures des poutres transversales

Niveaux	Section (cm^2)	T_u (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$
RDC_4ème	*30x60*	60,9	*82,62*	*101,05*	*100,15*
4ème_6ème	*30x60*	65,28	*98,12*	*191,26*	*125,98*

D'après les résultats des tableaux, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^{m} = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$ **[5]** (page 253)

Avec :

a=Min (a' ; 0,9d).

a' : Largeur d'appuis sans l'enrobage (a'=c-c'-2cm)

c' : L'enrobage (c'=3cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

Partie 1

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.56 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres longitudinales

Niveaux	Section (cm^2)	à(cm)	a(cm)	T_u^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_6ème	40x80	65	65	315,68	1,21	21,66	vérifiée

- ***Poutres transversales***

Tableau V.57 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres transversales

Niveaux	Section (cm^2)	à(cm)	a(cm)	T_u^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_6ème	30x60	65	51,3	421,62	2,73	21,66	vérifiée

Partie 2

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.58 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres longitudinales

Niveaux	Section (cm^2)	à(cm)	a(cm)	T_u^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_3ème	30x40	50	33,3	44,93	0,45	21,66	vérifiée
4ème _6ème	30x40	35	33,3	49,86	0,5	21,66	vérifiée

- ***Poutres transversales***

Tableau V.59 : Vérification de la compression de l'aire d'appui des poutres transversales

Niveaux	Section (cm^2)	à(cm)	a(cm)	T_u^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_3ème	30x60	50	50	60,9	0,24	21,66	vérifiée
4ème	30x60	35	35	65,28	0,53	21,66	vérifiée

b. Appuis de rives

b.1. Vérification des armatures longitudinales

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ **[5]** (page 251)

Partie 1

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.60: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ ***(cm²)***	A_s^{adp} ***(cm²)***	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$
RDC_3ème	*40x80*	315,68	*9,07*	*25,13*	*vérifiée*
4ème _6ème	*40x80*	287,7	*8,27*	*20,61*	*vérifiée*

.

- ***Poutres transversales***

Tableau V.61: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ ***(cm²)***	A_s^{adp}	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$
RDC_3ème	*30x60*	421,62	*12,12*	*18,85*	*vérifiée*
4ème _6ème	*30x60*	331,03	*9,51*	*18,85*	*vérifiée*

Partie 2

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.62: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ ***(cm²)***	A_s^{adp}	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$
RDC_3ème	*30x40*	44,93	*1,29*	*12,06*	*vérifiée*
4ème _6ème	*30x40*	49,86	*1,43*	*12,06*	*vérifiée*

- ***Poutres transversales***

Tableau V.63: Vérification de la section d'armatures des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***T_u (kN)***	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ ***(cm²)***	A_s^{adp} ***(cm²)***	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$
RDC_3ème	*30x60*	60,9	*1,75*	*12,06*	*vérifiée*

4ème _6ème	*30x60*	65,28	*1,87*	*12,06*	*vérifiée*

b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0{,}267 b.a.f_{c28}$ **[5]** (page 252 V1)

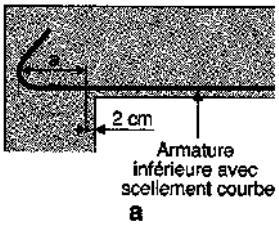
Avec :

b: Largeur de la poutre.

a =Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (*à=c-c'-2cm)*.

c: Largeur d'appui (poteau).



Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Partie 1

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.64: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***a(cm)***	T_u^{max} ***(kN)***	***0,267.b.a.f_{c28} (kN)***	***$T_u \leq 0{,}267.b.a.f_{c28}$ (kN)***
RDC_6ème	*40x80*	*65*	315,68	*1735,5*	*vérifiée*

- ***Poutres transversales***

Tableau V.65: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***a(cm)***	T_u^{max} ***(kN)***	***0,267.b.a.f_{c28} (kN)***	***$T_u \leq 0{,}267.b.a.f_{c28}$ (kN)***
RDC_6ème	*30x60*	*51,3*	421,62	*1027,28*	*vérifiée*

Partie 2

- ***Poutres longitudinales***

Tableau V.66: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Niveaux	Section (cm^2)	a(cm)	T_u^{max} (kN)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	$T_u \leq 0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)
RDC_6ème	30x40	33,3	44,93	666,83	vérifiée

- ***Poutres transversales***

Tableau V.67: Vérification de la compression du béton des poutres longitudinales

Niveaux	Section (cm^2)	a(cm)	T_u^{max} (kN)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	$T_u \leq 0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)
RDC_6ème	30x60	50	60,9	1001,25	vérifiée

V.2.10. Arrêt Des Barres [3] (page 70)

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & Appuis\ en\ travée\ de\ rive \\ \frac{L^{max}}{5} & Appuis\ en\ travée\ int\ ermédiaire \end{cases}$

Avec : $L=Max\ (L_{gauche}\ ;\ L_{droite})$.

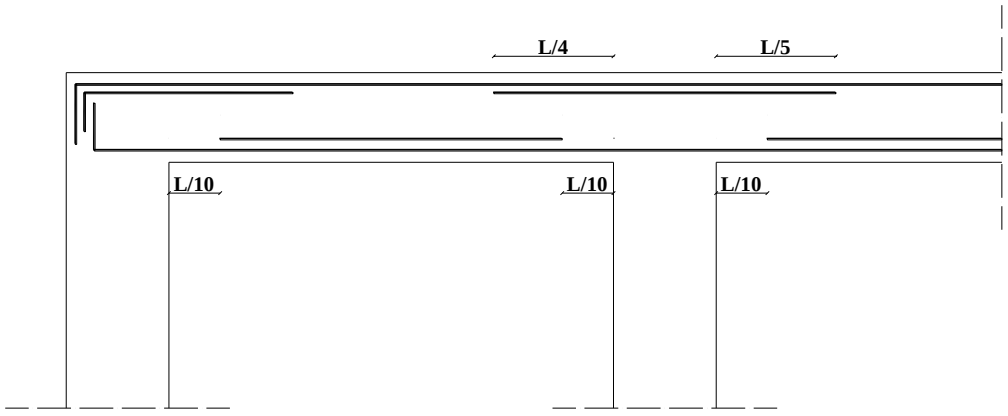


Figure V.4.arrêt des barres

V.2.11. Les poutres de sous sol

V.2.11. 1. Combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ***Selon "CBA 93 "*** **[1] (page 167)**

  ELU : 1,35 G +1,5 Q

  ELS : G +Q

V. 2.11. 2. Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré deux sens:

- Sens longitudinal.
- Sens transversal.

Les résultats de moment tirer par le logiciel robot expert sont regroupés dans les tableaux suivants :

a- ***sens longitudinale (y-y)***

Niveaux	***Section***	***position***	***Mu***	M_{ser}	V_u***(KN)***

	(cm²)		*(kN.m)*	*(kN.m)*	
SS	*30x40*	*Travée*	189,3	*123,74*	175,46
		Appui	140,45	*98,32*	154,15

b- sens transversale (x-x)

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***M_{ser} (kN.m)***	***V_u(KN)***
SS	*30x60*	*Travée*	167,82	*115,09*	317,88
		Appui	106,29	*76,45*	159,63

A l'aide de logiciel robot expert on faire le calcul de ferraillage des poutres qui regrouper dans les tableaux suivants :

a. ***Situation durable :*** *1,35G+1,5Q*

Tableau V.68.Ferraillage des poutres longitudinales (situation durable)

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***	**As RPA**	**choix**	**As adp**
-3,15	*30x40*	*Travée*	189,3	*0*	*13.2*	7,5	3T20+3T16	15,46
		Appui	140,45	*9,38*	*0*	7,5	6T16	12,06

Tableau V.69. Ferraillage des poutres transversales (situation durable)

Niveaux	***Section (cm²)***	***position***	***Mu (kN.m)***	***As sup (cm²)***	***As inf (cm²)***	**As RPA**	**choix**	**As adp**
-3,15	*30x40*	*Travée*	167,82	*0*	*11,44*	7,5	3T20+3T16	15,46
		Appui	106,29	*6,93*	*0*	7,5	3T16+2T12	8,29

V. 2.11. 3. vérifications nécessaires

a. condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$ **[3]** (page 47)

$$\Rightarrow A_s = 8{,}28cm^2 \geq A_s^{min} = 1{,}18cm^2$$

Avec : f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa ;d=0.9h

b. Vérifications vis-à-vis de l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \leq \overline{\sigma}_s = 201{,}6MPa \end{cases}$ **[1]** (page 33)

1. sens longitudinale (y-y)

Tableau V.70 : Vérification des poutres transversale à l'ELS

Niveaux	*Section (cm²)*	*Position*	M_{ser} *(kNm)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*obs*
-3,15	*30x40*	*Travée*	*123,74*	*8,4*	*15*	*192,9*	*201,6*	*vérifiée*
		Appui	*98,32*	*6,6*		*192,1*		

2. sens transversale (x-x)

Tableau V.71.Vérification des poutres transversale à l'ELS

Niveaux	*Section (cm²)*	*Position*	M_{ser} *(kNm)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*obs*
-3,15	*30x60*	*Travée*	*115,0*	*7,8*	*15*	*179,4*	*201,6*	*vérifiée*
		Appui	*76,45*	*5,7*		*189,9*		

C. *Vérifications de l'effort tranchant*

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ **[1]** (page 40)

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = Min(0{,}10\, f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$ (Fissuration préjudiciable)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

1. sens longitudinale (y-y)

Tableau V.72 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres longitudinales

Niveaux	***Section (cm²)***	***Tu (kN)***	***τu (MPa)***	$\overline{\tau_u}$ ***(MPa)***	***observation***
-3,15	*30x40*	154,15	*0,1*	*2,50*	*vérifiée*

2. sens transversale (x-x)

Tableau V.73. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres transversales

Niveaux	***Section (cm²)***	***Tu (kN)***	***τu (MPa)***	$\overline{\tau_u}$ ***(MPa)***	***observation***
-3,15	*30x60*	159,63	*0,1*	*2,50*	*vérifiée*

V. 2.11.armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau pour éviter l'apparition des fissures.

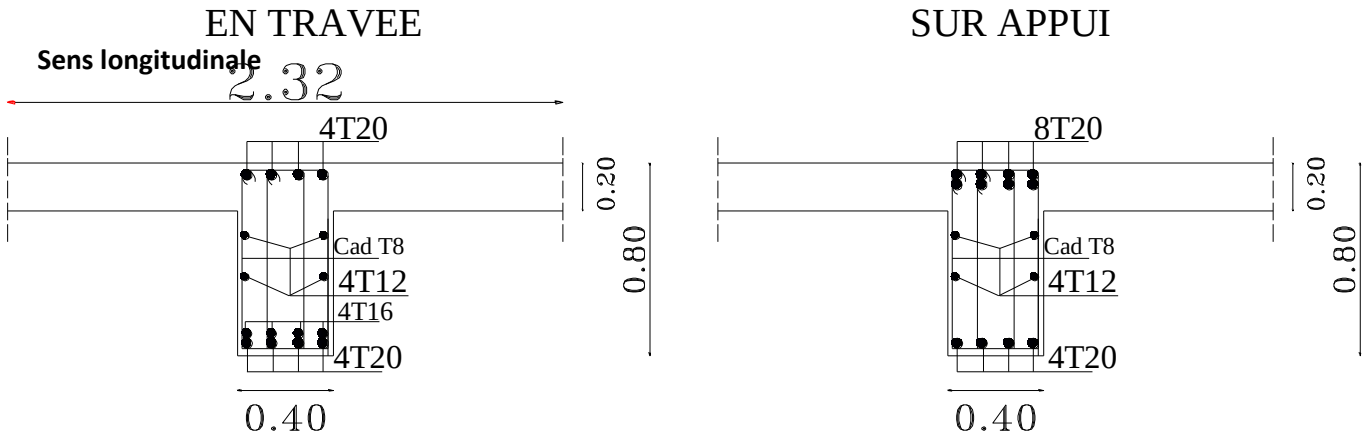
Pour les bâtiments cas général on a 3 cm^2 / m pour les armatures de peau

$A_P = 3cm^2/m$ (Fissuration préjudiciable)

On prend 4T12 pour les poutres de la partie 1 et 4T10 pour les poutres de la partie 2.

V.2.12. schéma de ferraillage

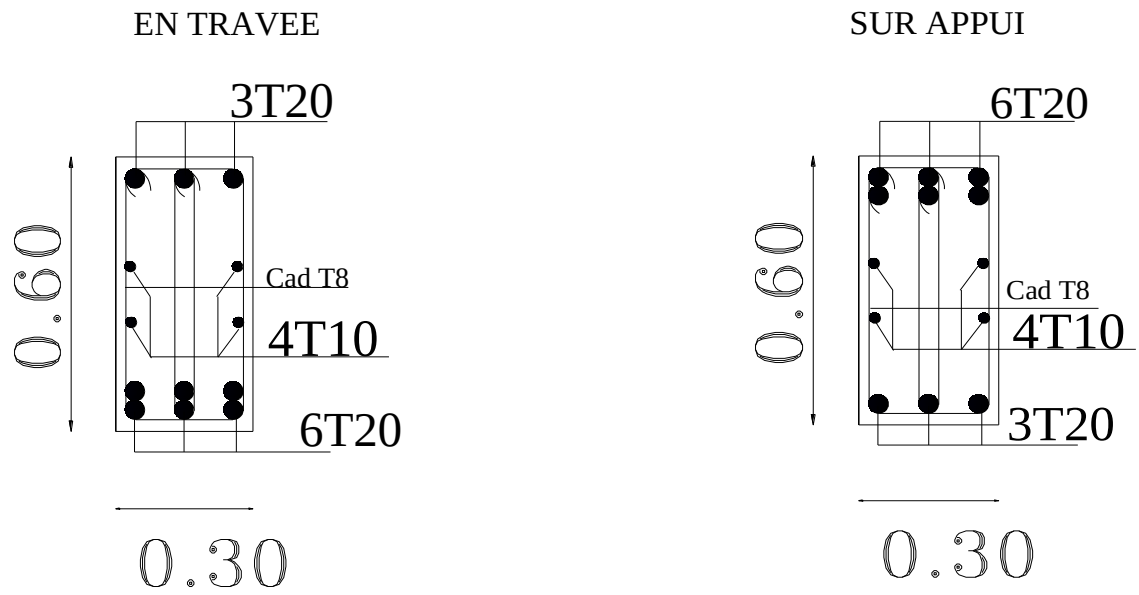
2-partie 1



S sol +RDC au 6ème étage

Figure V.6. Ferraillage des poutres longitudinale d’une partie 1

Sens transversale



S sol + RDC au 6ème étage

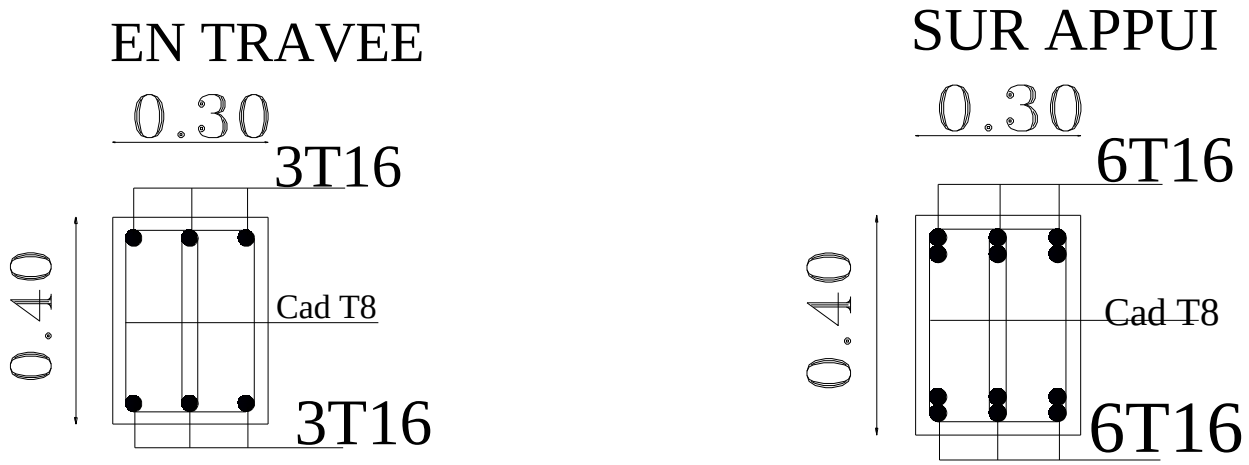
Figure V.7.ferraillage des poutres transversales d'une partie 1

3-Partie 2

Sens longitudinale



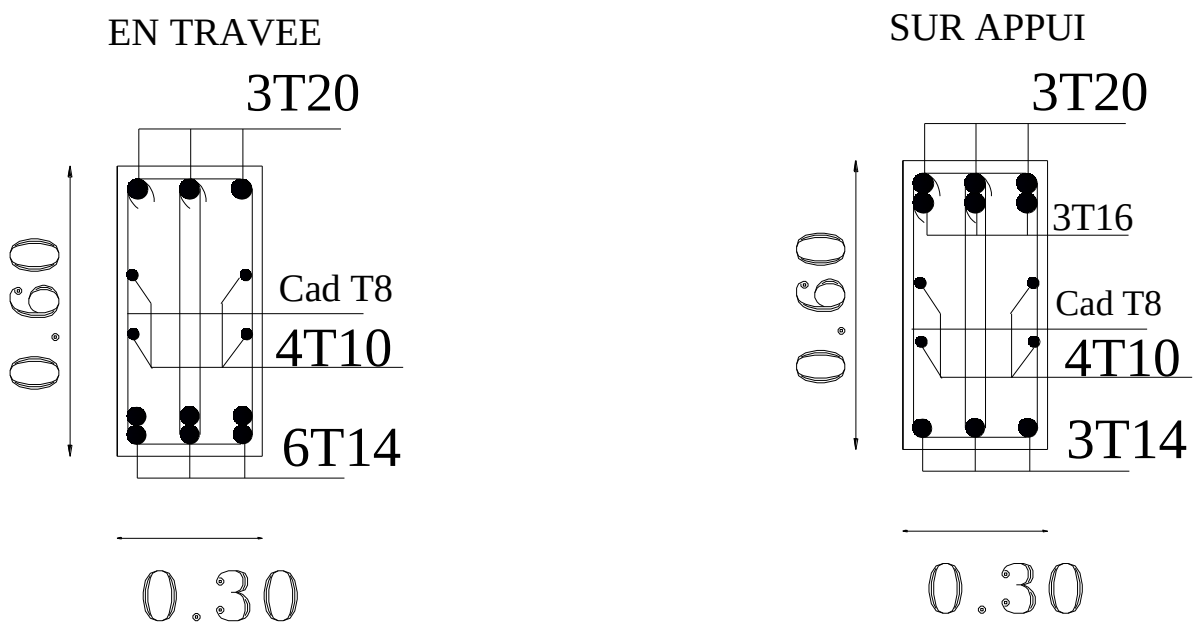
S sol + RDC au 4ème étage



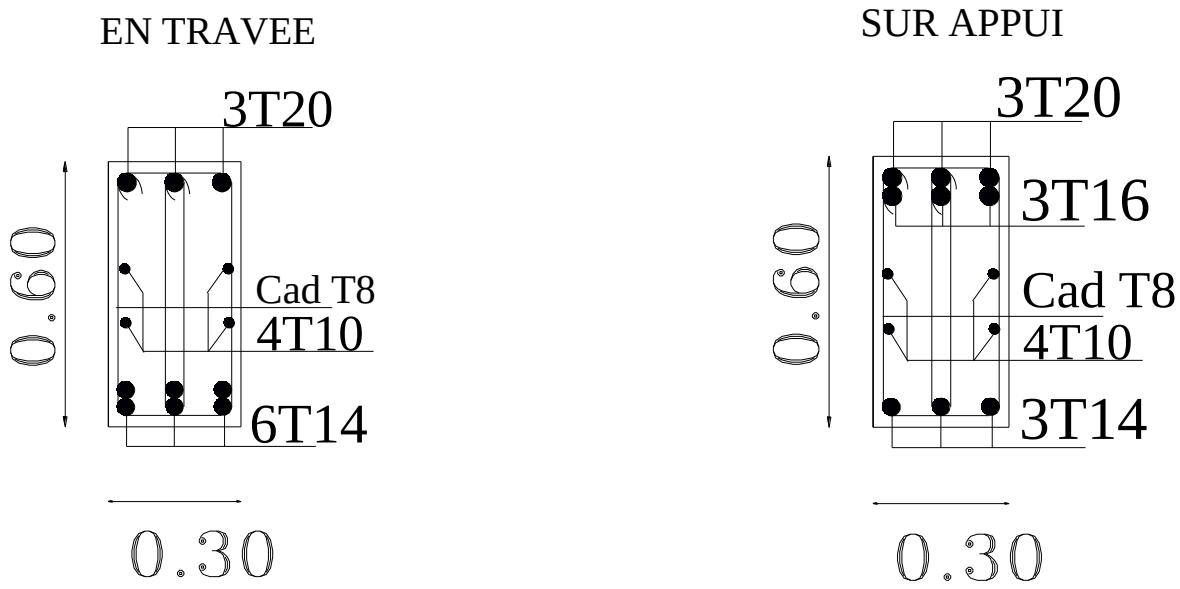
5ème au 6ème étage

Figure V.8. Ferraillage des poutres longitudinales d'une partie 2

Sens transversale



RDC au 4ème étage



5ème au 6ème étage

Figure V.9.ferraillage des poutres transversales d'une partie 2

V. 3 .FERRAILLAGE DES VOILES

V.3 .1.introduction

Le calcul des voiles peut se faire par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (règlement américaine), qui considéré les éléments voile -poteau comme un élément de forme (I, U …) soumise à un effort normale (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M)

Selon le règlement il convient que :

- les armatures horizontales et verticale assurent la résistance à l'effort tranchant (V).

- les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).

Le voile en béton armée doit faire l'objet des vérifications suivantes :

-justification de la stabilité de forme (résistance au flambement) .

-résistance à l'effort normale.

-résistance à l'effort tranchant.

-résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit nous exposant la méthode réglementaire du code américaine l'ACI 318-02 :

V.3 .2.Calcul des voiles par la méthode réglementaire (ACI 318-02)

1-Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

Lorsque Pu est un effort de compression axial ou excentré de e ≤a /6, le voile est stable vis-à-vis du flambement si on vérifie que : $Pu \leq \Phi Pn$

$$P_n = 0{,}55.f_{bc}.A_g.\left[1-\left(\frac{k.h_s}{32.a}\right)^2\right]$$

Avec :

Pu : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction (Φ =0,70)

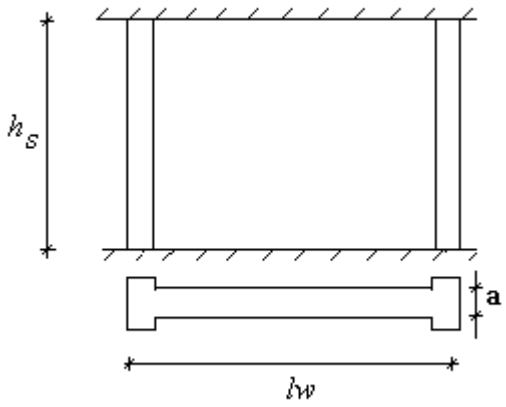
Ag : section transversale brute du voile

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

a : L'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

K : coefficient de flambement.



$$K=\frac{lf}{l}$$

Soit :

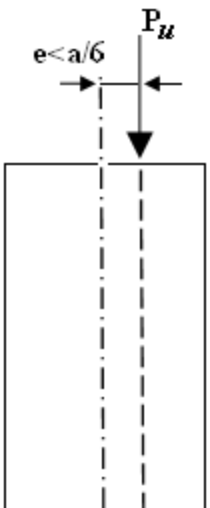
l: h_s

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
		Valeur de k	
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00



2-justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

a- Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximale entre axe des armatures	≤min (*lw*/5 ;3a ; 45cm)	≤min (*lw*/ 3 ;3a ; 45cm)
Armatures minimales Pourcentages minimales	Ash ≥ $\rho_h .100.a$ $\rho_h \geq 0.0025$	Asv ≥ $\rho_v .lw.a$ $\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$

h_w : Hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur

-la section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être repartie par moitie sur chacune des faces de la bande de mur considérée dans le cas de la compression.

-la section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

b- Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

Les voiles doivent être de dimension dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0{,}35$$

Tel que :

$P_o = 0{,}85.f_{bc}.(A_g - A_s) + A_s.f_e$ et $A_g = a.lw$

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

Ag : section transversale brute du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.

a : épaisseur du voile.

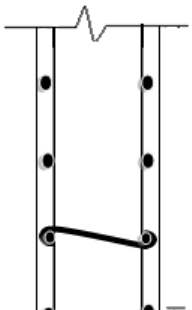
f_e *:* contrainte élastique de l'acier.

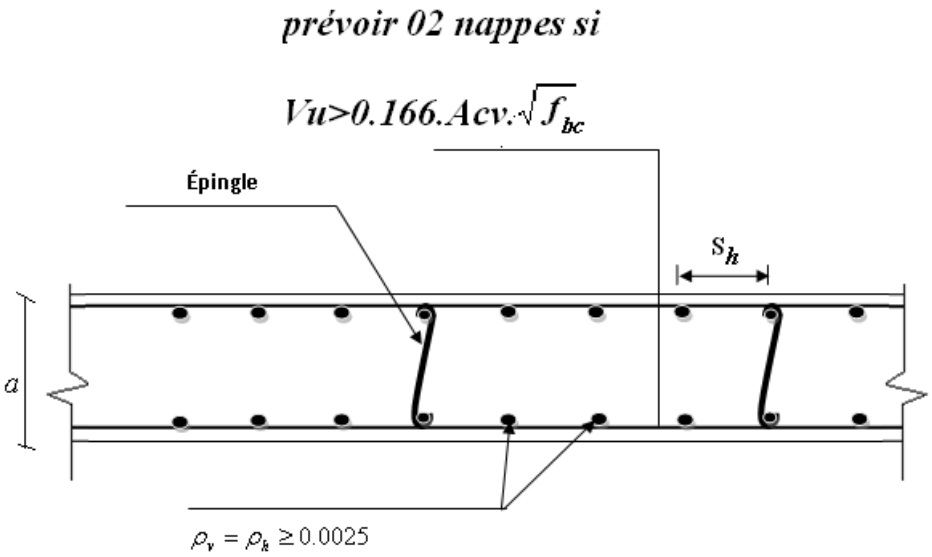
f_{bc} : contrainte admis

On peut prendre pour la simplicité des calculs As=0 donc $P_o = 0{,}85.f_{bc}.A_{g\,e}$ ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales $Asv \geq \rho_v.lw.a$

3-justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

a-Pourcentage minimale des armatures en dehors des zones de rives





Coupe horizontale

Coupe verticale

Figure. V.10 : –disposition des armatures de l'âme du voile

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage armatures horizontales et verticales	Vérification
$Vu > 0.166 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ Ou a≥25 cm	$\rho_v = \rho_h = \rho_n \geq 0.0025$ En 02 nappes disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles Espacement : S≤ min (3a ; 45cm)	$V_u < 0{,}664.A_{cv}.\sqrt{f_{bc}}$ Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ Φ =0,75 $V_u = A_{cv}.\left(a_c.0{,}083.\sqrt{f_{bc}} + \rho_n.f_y\right)$ $a_c = 3 \;\; pour : \frac{h_w}{l_w} \leq 1{,}5$ $a_c = 2 \;\; pour : \frac{h_w}{l_w} \leq 2$ Il y a lieu d'interpoler les valeurs de a_c , linéairement pour des valeurs de $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1,5 et 2
$Vu > 0{,}083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ a≥25 cm	Armature verticale : - $\rho_v \geq 0{,}0012$ avec des barres HA16 - $\rho_v \geq 0{,}0015$ autres barres HA Armatures horizontale : - $\rho_h \geq 0{,}002$ avec des barres HA16 - $\rho_h \geq 0{,}0025$ autres barres HA Espacement : S≤ min (3a ; 45cm)	Il faut que : $\Phi V_n > V_u$ $V_n = A_{cv}\left(a_c.0{,}083.\sqrt{f_{bc}} + \rho_n.f_y\right)$

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant $A_{cv} = a.100$.

Φ =0,75 : coefficient de sécurité.

V_u :Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique

V_n : Effort tranchant nominale de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

h_w : Hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.

l_w : Longueur du mur en plan

b- Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

Lorsque Vu est un effort tranchant ; le voile est stable vis-à-vis du cisaillement si on vérifie que :

$\Phi.V_n > V_u$ et $V_n = A_{cv} \times (a_c.0{,}083.\sqrt{f_{bc}} + \rho_n.f_e)$

Avec :

Φ =0,75 : coefficient de sécurité.

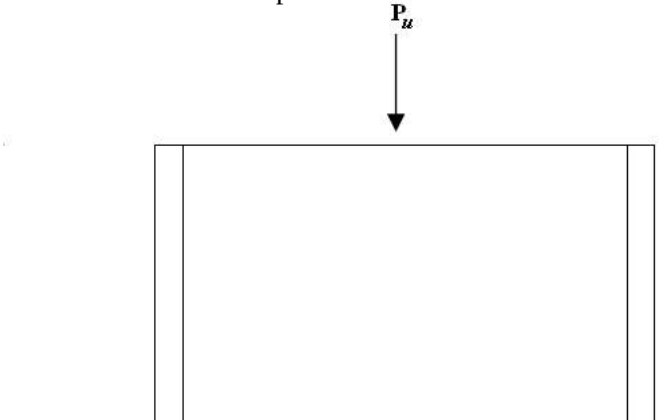
a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur $a_c = 2$ *pour* $\frac{h_w}{l_w} =\geq 2$

f_e : Contrainte admissible de l'acier

4-Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normale Pu et le moment fléchissant Mu, résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.



Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérale plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones, les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

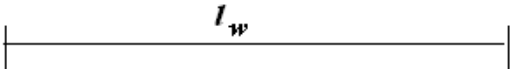
On définit les zones confinées de rives de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur toute la hauteur hcr de la zone critique .en plan, la zone à confiner s'étend horizontale sur une longueur Lbz mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformation de compression importantes.

a- Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

On utilise pour la détermination des éléments de rive l'approche de ***« BOUNDARY ELEMENT »*** qui prescrit ***:***





Un élément de rive conçu spécialement si :

$$\frac{P_u}{A_g} \geq 0{,}2.f_{bc}$$

Dimensionnement de rives (boundary zones)

$L_{bz}=0{,}25.l_w$ pour $\frac{P_u}{P_o}=0{,}35$

$L_{bz}=0{,}15.l_w$ pour $\frac{P_u}{P_o}=0{,}15$

Figure. V.11 : –état de contraintes dans un mur

Pour des valeurs de $\frac{P_u}{P_o}$ compris entre 0,15 et 0,35 il y a lieu d'interpoler linéairement

La longueur minimale des éléments de rive $Lbz=0{,}15\ lw$

Il n'y a pas de condition selon le code ACI 318-02 pour une épaisseur minimale T_{bz} des éléments de rive de mur, mais on peut se référé a l'EUROCODE 8 qui prévoit les dimension minimales suivantes :

-$T_{bz} \geq 200$ mm et $T_{bz} \geq \frac{h_s}{15}$, h_s : la hauteur d'étage .

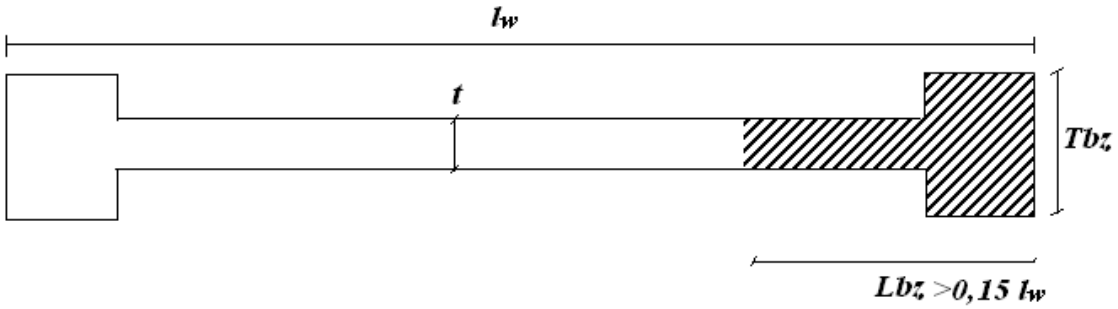


Figure. V.12 : longueur minimale des éléments de rive confinés

b. Armatures de résistance à la flexion composée

On calcul la section d'armature nécessaire pour une section en (I ,U ..), sollicitée en flexion composée

Les armatures choisit seront placées par symétrie dans les deux extrémisées du voile étant

Donné que le moment *Mu* est réversible.

c-disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives

Le pourcentage des armatures longitudinales de rive doit être ≥***0,5%***

$\rho_V \geq 0{,}005$ C'est-à-dire : $A_{CV} \geq 0{,}005.L_{bz}.T_{bz}$

La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

Sens x-x :*hx*=30cm ,

Sens y-y :*hy*=min(Lbz/4 , 10+[(35-*hx*)/3])cm

Selon RPA -99V03 le pourcentage min est 0,2% avec un espacement max de 15 cm]

[Selon EUROCODE 8 le pourcentage min est 0,5% avec un espacement max de 15 cm]

d-armature transversale dans la zone de confinement

Les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur *hcr* de la zone critique, en plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur Lbz.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$A^t{}_{sh} \geq 0{,}09 \times S_t \times h_c \times \dfrac{f_{bc}}{f_e}$ Avec : $h_c = T_{bz} - 2(enrobage)$

Avec :

$A^t{}_{sh}$: Section d'armatures transversales totale.

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

f_e : Contrainte élastique des armatures transversales.

S_t : Espacement verticale des cadres avec:

$$S_t = \min \begin{cases} 0{,}25 \times L_{bz} \\ 6d_b \\ S_x \end{cases} \qquad d_b : \text{diametre min de } A_{sv}$$

Et :

$$10\,cm \leq S_x = 10 + \left(\frac{36 - h_x}{3}\right) \leq 15\,cm$$

h_x : Espacement dans le sens x-x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement

Le diamètre minimal est :

$$\phi_{st} \geq 0{,}35.d_{bl.\max}$$

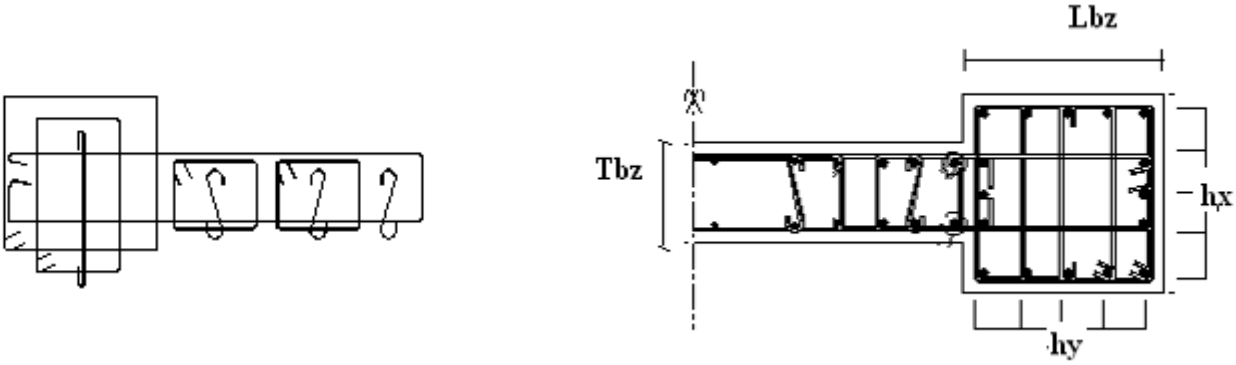
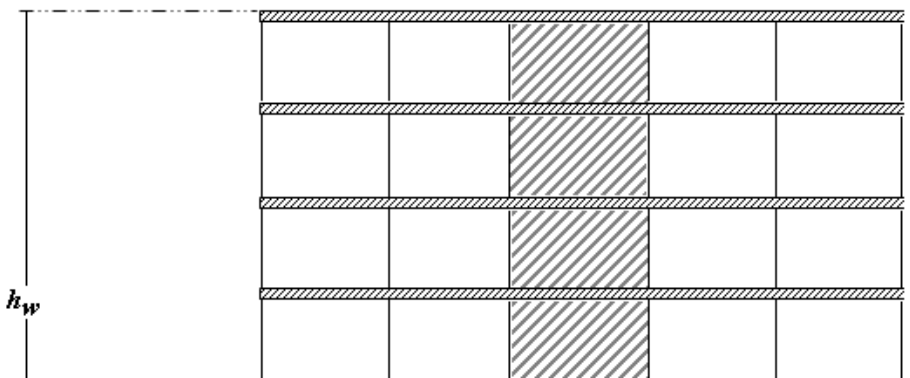


Figure. V.13 : détail de confinement de l'élément de bord ou de rive

e-hauteur de la zone critique

La hauteur *hcr*, où de produisent les déformations élastique, ou appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimer par :

$$h_{cr} = \max\left[lw; (Mu / 4Vu)\right]$$



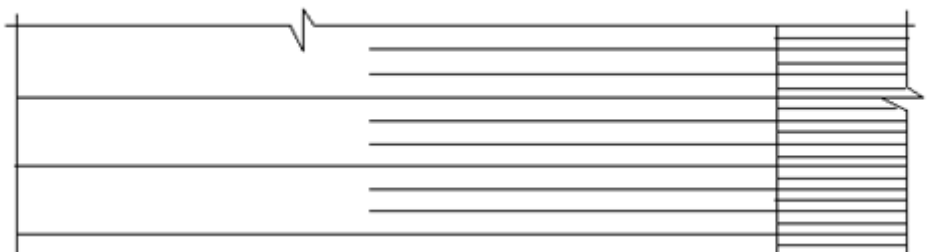


Figure. V.15 – détail de ferraillage longitudinale et transversale de l'âme et de confinement de bord

V.3.3.Exemple de calcul de la méthode réglementaire ACI 318-02

On va traiter l'étude d'un voile d'un immeuble à usage de bureau par la méthode du code ACI-318-02.

Voile démarre de RDC au 4emeétage (VY3) :

Définition du projet :

- Bâtiment a usage de bureaux (vue en plan et élévation représentée).

- Projet situé en zone sismique III (classement suivant le RPA 99-v.2003).

-Poteaux carrés de section constante sur toute la hauteur 70x70 cm x cm.

- Poutres longitudinale de section 30x60 cm x cm.

- Poutres transversale de section 40x80 cm x cm.

- Voile de contreventement :

a=20 cm , *lw* = 10,00 m , *hw* = 36 m

Caractéristiques des matériaux :

- Béton :

fc28 = 25 MPa ; fbc = 21,74 MPa ; γ_b =1,15 (situation accidentelle), Eij = 32 164,20MPa

- Acier:

Fe E 400, fe = 400 MPa ; γ_s =1,0 (situation accidentelle), Es = 2.10^5 MPa

Logiciel d'analyse :

- ETABS V-9

Résultats d'analyse :

La section déterminante est située au rez-de-chaussée :

Mu = 95807,97 kN.m (G+Q+E)

Pu = 11719,25 kN (G+Q+E)

Vu = 4495,82 kN (G+Q+E)

1-Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)

On vérifie que $Pu \leq \Phi Pn$

$$P_n = 0{,}55.f_{bc}.A_g.\left[1-\left(\frac{k.h_s}{32.a}\right)^2\right]$$ D'où : Pu = 11719,25 kN

Avec :

Pu : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable.

P_n : Effort nominal limite de la section transversale du voile.

Φ : facteur de réduction (Φ =0,70)

Ag : section transversale brute du voile

K : coefficient de flambement.

h_s : Hauteur libre de chaque niveau.

$.a$: étant l'épaisseur du mur

f_{bc} : Contrainte admissible du béton.

où :

K=0,85 (il existe un plancher d'un seul coté)

a=20 cm

h_s =3,3-0,8=2,5 m

On remarque que dans ce cas étudié les poteaux d'extrémités du voile font partie intégrante du

Voile alors :

Ag = (10-0,7)x0,2+2x(0,7)²=2,84 m²

AN :

$$P_n = 0{,}55 \times 21{,}74 \times 2{,}84 \times 10^6 \times \left[1 - \left(\frac{0{,}85 \times 2{,}5 \times 10^3}{32 \times 200}\right)^2\right] = 30214{,}202 \ \ KN$$

$$\Phi.P_n = 0{,}7 \times 25683{,}461 \, KN = 21149{,}941 > P_u = 11719{,}25 \ \ KN$$

Alors : La stabilité au flambement est assurée.

2-justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normale

a-Pourcentage minimale des armatures de la zone comprimée

- Armatures horizontales :

Espacement maximale $S\max \le \min(lw/5,3a,45cm)$ lw : *longueur du mur en plane*

$\Rightarrow$ Smax $\le$ min (1000/5 ; 3x20 ; 45cm) =45cm

Armatures minimales :

$A_{sh} \ge \rho_h .100.a$ et $\rho_h \ge 0,0025$

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur

$\Rightarrow A_{sh} \ge 0,0025 \times 100 \times 20 = 5\ cm^2$ /ml

- Armatures verticale :

Espacement maximale : $S\max \le \min(lw/3,3a,45cm) \Rightarrow$ Smax = 45cm

Armatures minimales :

$$A_{sv} \ge \rho_v .lw.a \quad \text{et} \quad \rho_v = 0,0025 + 0,5 \times \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0,0025) \ge 0,0025$$

h_w *: Hauteur totale du voile mesure a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.*

ρ_v *: Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur*

$$\Rightarrow \rho_v = 0{,}0025 + 0{,}5 \times \left(2{,}5 - \frac{36}{10}\right)(0{,}0025 - 0{,}0025) = 0{,}0025$$

$$A_{sh} \geq 0{,}0025 \times 1000 \times 20 = 50 cm^2$$

b- Limitation de l'effort normal de compression de calcul par la condition de résistance

Il faut que :

$$\frac{P_u}{P_o} \leq 0{,}35$$

Tel que : $P_o = 0{,}85.f_{bc}.(A_g - A_s) + A_s.f_e$ *et* $A_g = a.lw$ =2,84 m²

P_o : étant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.

A_s : Section d'armature verticale de calcul ou choisit

On prend un pourcentage minimum des armatures verticales $A_{sv} = 50\ cm^2$

$$P_o = \left[0{,}85 \times 21{,}74 \times (2{,}84.10^6 - 5000) + 5000 \times 400\right].10^{-3} = 54387{,}97\ KN$$

$$\frac{P_u}{P_o} = \frac{11719{,}25}{54387{,}97} = 0{,}22 < 0{,}35$$

OK

Remarque

-la section d'armature verticale correspondant au pourcentage doit être repartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée dans le cas de la compression.

-la section d'armature horizontale parallèle aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures .

3-justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

a- ***Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour la résistance à l'effort tranchant***

Prévoir 02 nappe si : $Vu > 0{,}083 \times A_{cv} \times \sqrt{f_{bc}}$ pour : $a < 25\ cm$

A_{cv} *:* Section brute du béton dans la direction de l'effort tranchant

$A_{cv} = a \times lw = 0{,}2 \times 10 = 2\ m^2$

AN :

$$Vu = 4495{,}82\ KN > 0{,}083 \times 2.10^6 \times \sqrt{21{,}74} \times 10^{-3} = 773{,}99 KN$$

Donc 02 nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur, les 02 nappes sont écartées par des épingles.

b-***Pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales de l'âme du voile***

- armatures verticale :

Espacement maximum : $S_{max} \leq \min(3a, 45cm) = 45\text{cm}$

La section minimale d'armatures verticales par *ml* :

$\rho_v \geq 0{,}0015$

$As_{min} = 0{,}0015 \times 20 \times 100 = 3cm^2 / ml$

Si on choisit des aciers HA10 sur les deux faces on a :(2 x 0,79=1,58 cm²)

$\frac{1{,}58}{4{,}71}.100 = 33{,}33\ cm \quad < 45\ cm$ OK

- armatures horizontale :

$S_{max} = 45\text{cm}$

La section minimale d'armatures horizontales par *ml* :

$\rho_h \geq 0{,}0025$

$As_{\min} = 0{,}0025 \times 20 \times 100 = 5 cm^2 / ml$

Si on choisit de acier HA12 sur les deux faces on a :(2 x 1,13=2,26 cm²)

$\frac{2{,}26}{6{,}79}.100 = 33{,}28\ cm \quad < 45\ cm$ OK

c- Armatures d'âme nécessaire pour l'effort tranchant

On opte pour deux nappes d'armatures en HA 12 avec un espacement *s* = 20 cm

On vérifie que :

$\Phi.V_n > V_u$ et $V_n = A_{cv} \times (a_c.0{,}083.\sqrt{f_{bc}} + \rho_n.f_e)$

Avec :

Φ =0,75 : coefficient de sécurité.

a_c : Coefficient dépendant de l'élancement du mur

$a_c = 2 \quad pour \quad \frac{h_w}{l_w} = \frac{36}{10} = 3{,}6 \geq 2$

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur

f_e : Contrainte admissible de l'acier

$A_{cv} = 0{,}2 \times 10 = 2\ m^2$

Pour une distance de 100 cm on a : 2 x 5 HA 12 = 11,31 cm²

$$\rho_n = \frac{11{,}31}{100 \times 20} = 0{,}00565$$

$$V_n = 2.10^6 \times (2.0{,}083.\sqrt{21{,}74} + 0{,}00565.400).10^{-3} = 4553{,}99175\ KN$$

$$\Phi.V_n = 0{,}75 \times 6071{,}989 = 5687{,}41\ KN > V_u = 4495{,}82\ KN$$ OK

La vérification de l'effort tranchant est assurée par 02 nappes en HA 12 Horizontales et verticale espacement s=20 cm (treillis en HA12 mailles 20x20 cm x cm), réparties sur Chaque face de l'âme du voile relié par des épingles.

Vérification Selon le RPA (Art.7.72) : $\overline{V} = 1{,}4.V_u$

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales $\rho_{\min} \geq 0{,}002$

La vérification dans ces cas est la suivante :il faut que $\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_o.d} \leq \bar{\tau} = 0{,}2.f_{c28}$

b_o : Épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile d=0,9.h

h : hauteur totale de la section brute

AN :

$$\rho_{\min} = 0{,}0025 \times 2 = 0{,}005 > 0{,}002$$

$$\tau_b = \frac{4495{,}82.1{,}4.10^3}{200.0{,}9.1070} = 3{,}26\ Mpa \leq \bar{\tau} = 0{,}2.25 = 5\ Mpa$$ OK

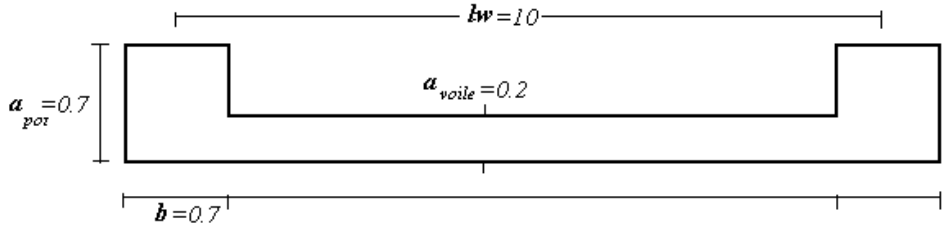
4-Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée

Mu = 95807,97 kN.m

Pu = 11719,25 kN

La section du voile à étudier est en forme de U (voile de rive) ,le calcul en flexion d'une telle section de forme U (pas de moyen de symétrie) , on peut prendre pour des raisons simplification une section rectangulaire de longueur *lw* et d'épaisseur a.

Mais on peut utiliser le logiciel SOCOTEC (programme flexi) avec une forme U, qui nous donne une résultat plus juste que celui d'une forme rectangulaire.



Figuire.V.16 : Section de voile à étudier

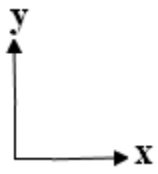
a- Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

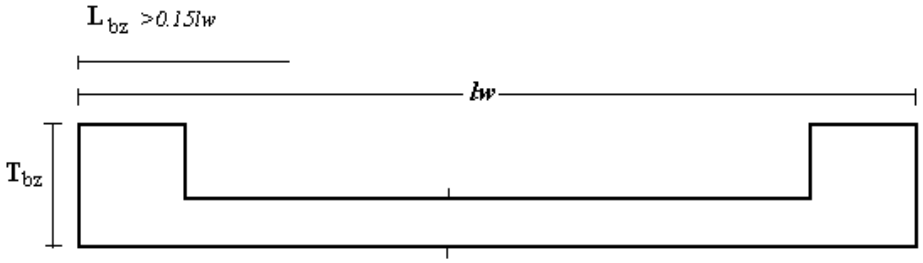
Si : $\frac{P_u}{A_g} = \frac{11719{,}25}{2{,}84}.10^{-3} = 4{,}126\ Mpa \geq 0{,}2.f_{bc} = 0{,}2.18{,}48 = 3{,}7\ Mpa$

et $\frac{Pu}{P_o} = 0{,}22$

$\Rightarrow$ Par interpolation on a : $L_{bz} = 0{,}185.lw = 0{,}185 \times 10{,}7 = 1{,}98\ m$

$T_{bz} \geq 0{,}2m$ et $T_{bz} \geq \frac{h_s}{15} = \frac{2{,}5}{15} = 0{,}16m$ h_s *:étant la hauteur libre de l'étage*





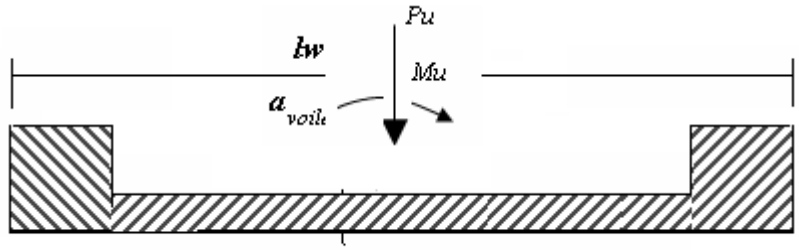
$$\Rightarrow \begin{cases} L_{bz} = 2{,}0m \\ T_{bz} = 0{,}2m \end{cases}$$

b. Armatures de résistance à la flexion composée

Pour un moment *Mu* = 95807,97 *kN.m* et un effort normal *Pu* = 11719,25 *kN* On calcul la section d'armature nécessaire pour une section en U sollicitée en flexion composée .

Les armatures choisit seront placées par symétrie dans les deux extrémités du voile étant

Donné que le moment *Mu* est réversible.



Soit **As =20T20+28T16 = 119,13 cm²** (par extrémité)

Répartie sur les deux extrémités du voile dans les éléments de débords.

c-***disposition constructives et pourcentage minimum dans les éléments de rives***

- Pourcentage réel d'armatures dans les éléments de bords :

$$\rho = \frac{119}{70^2 + 130 \times 20} \times 100 = 1{,}853\% \succ 0{,}5\% \quad \text{OK}$$

-la distance maximale entre barres longitudinale constructives :

Sens y-y : $h_y = 30\ cm$

Sens x-x : $h_x = \min\ (L_{bz}/4\ ;\ 10+[(35-h_y)/3]\ )$

AN :

a-zone de confinement du poteau :

Sens y-y : $h_y = 13\,cm$

Sens x-x : $h_x = \min(50cm \quad ; 17{,}33cm) = 13\,cm$

b-zone de confinement du voile :

Sens y-y : $h_y = 15\ cm$

Sens x-x : $h_x = \min(50\ cm \quad ; 16{,}33cm) = 10\ cm$

d-armature transversale dans la zone de confinement

$$A^t_{sh} \geq 0{,}09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

a- Confinement du poteau

$h_c = T_{bz} - 2.(enrobage)$ =70-2x2,5=65cm

S_t : Espacement verticale des cadres avec:

$$S_t = \min \begin{cases} 0{,}25 \times T_{bz} = 0{,}25 \times 70 = 17{,}5 \\ 6d_b = 6 \times 2 = 12 \\ S_x \end{cases} \qquad d_b : \text{diametre min de } A_{sv}$$

$$avec \quad 10cm \leq S_x = 10 + (\frac{36 - h_x}{3}) \leq 15cm$$

h_x : Espacement dans le sens x-x entre les barres longitudinales dans la zone de confinement

$$\Rightarrow \quad S_x = 10 + (\frac{36 - h_x}{3}) = 10 + \left(\frac{36 - 13}{3}\right) = 17{,}66\ cm$$

Soit $S_t = 10$cm sur toute la hauteur de la section critique h_r

$$A^t_{sh} \geq 0{,}09 \times 10 \times 65 \times \frac{21{,}74}{400} = 3{,}06 cm^2$$

$\phi_{st} \geq 0{,}35.d_{bl.\max} = 0{,}35 \times 20 = 7mm$ on prend : $\phi_{st} = 8mm$

Alors pour 6T8 As=3,02 cm²

b-confinement du voile

$h_c = L_{bz}$ =130cm

S_t : Espacement verticale des cadres avec:

$$S_t = \min \begin{cases} 0,25 \times L_{bz} = 0,25 \times 130 = 32,5 \\ 6d_b = 6 \times 1,6 = 9,6cm \\ S_x \end{cases} \qquad d_b : \text{diametre min de } A_{sv}$$

$$\Rightarrow \quad S_x = 10 + (\frac{36 - h_x}{3}) = 10 + \left(\frac{36 - 10}{3} \right) = 18,66\ cm$$

Soit $S_t = 10$cm sur toute la hauteur de la section critique h_r

$$A^t{}_{sh} \geq 0,09 \times 10 \times 130 \times \frac{21,74}{400} = 6,36cm^2$$

$\phi_{st} \geq 0,35.d_{bl.\max} = 0,35 \times 1,6 = 0,56mm$ on prend : $\phi_{st} = 8mm$

Alors pour 14T8 As=7,04 cm²

On utilise des cadres et des épingles en HA 8 autour des armatures verticaux de la zone critique *Lbz*

e-hauteur de la zone critique (confinement)

$lw = 10,7m \quad hw = 36m \quad M = 95807,97$ KN.M $\quad Vu = 4495,82$ KN

$$h_{cr} = \max\left[lw; (Mu / 4Vu)\right] = \max\left[10.7m \quad ; 5.32m\right]$$

Soit $h_{cr} = 10,7m$

Selon l'eurocode8: $h_{cr} = \max\left[lw,(hw/6)\right] = \max\left[10.7m\ ,\ 6m\right]$

Soit $h_{cr} = 10{,}7m$

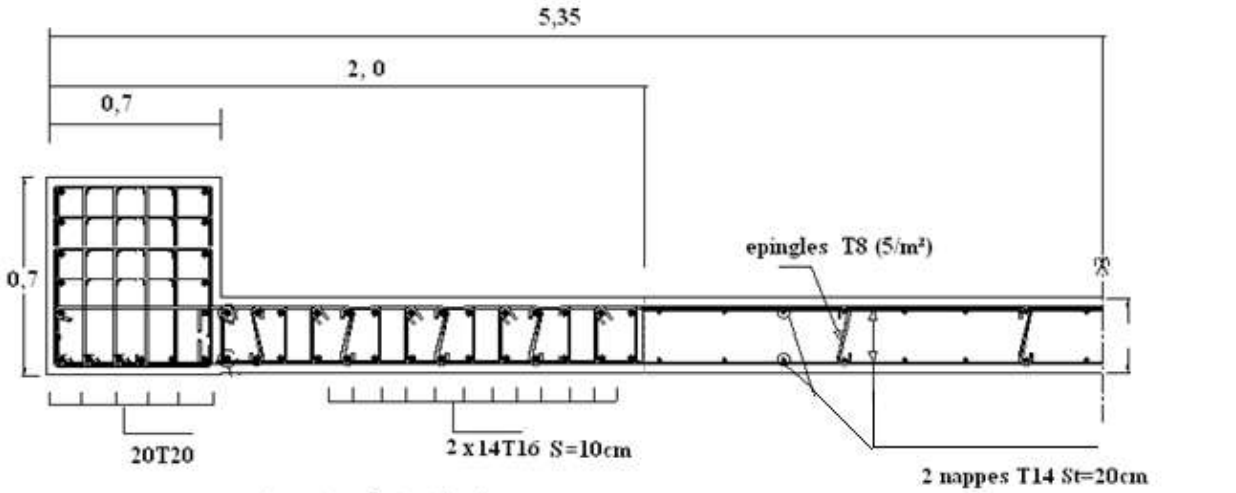
D'où :

$$h_{cr} \le \begin{cases} 2.lw = 2\times 10{,}7 = 21{,}4m \\ 2.h_s = 3{,}3+3{,}3 = 6{,}3m \end{cases}$$

Pour simplifier l'exécution du refend, il est judicieux de prolonger les mesures constructives de la rotule plastique jusqu'au 2ème étage (12,9m)

g : ferraillage du voile

Coupe transversale à la base du voile, les armatures choisit seront présentes sur toute la hauteur critique prolongée $h_{cr} = 12{,}9m.$



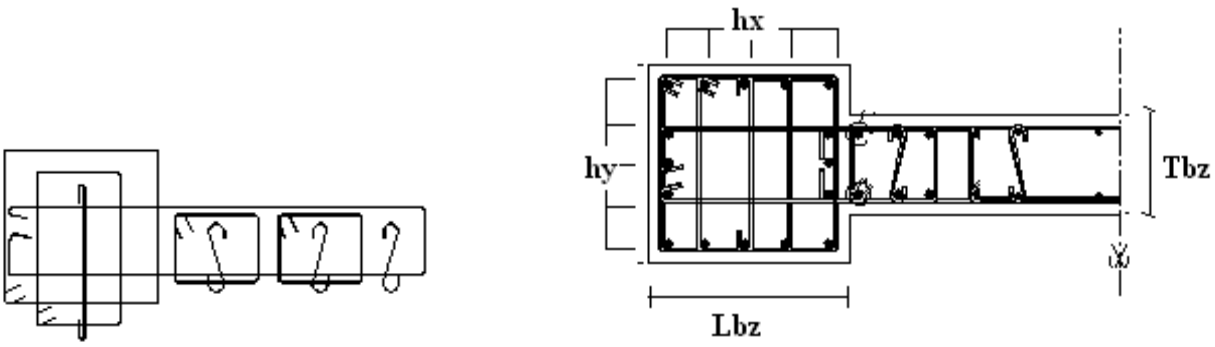


Figure.V.17 : : Détail de ferraillage du voile, coupe horizontale à la base du voile

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATIONS

VII.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2. Objectifs assurés par les fondations

Le fondation est un élément de structure qui a pour but de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.4. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec

σ sol : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

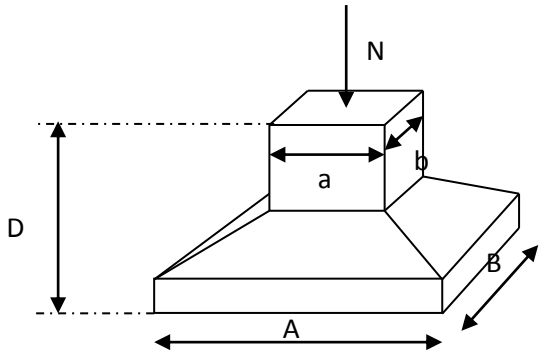
N = N_1 (de la superstructure)+ N_2 (sous sol) combinaison (G+Q)

VI.5. Semelles Isolées

1-pré dimensionnement

On adoptera une semelle homothétique à celles du poteau, c'est-à-dire le rapport de (A/ B) est égal au rapport (a / b) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; σsol = 3,00 bars



On donne une valeur à A on trouve B

$$A = \frac{Bxa}{b} \Rightarrow A = \frac{\frac{S}{A}xa}{b} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{Sxa}{b}}$$

Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant un effort normal **$N=N_1+N_2$**

1-effort normale revenant au RDC :

N_1 (RDC) = 3715,07kN

2- Effort normal revenant au sous sol :

$N_{2\ sous\ sol}$ =G+Q=325.96KN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

N = $N_{1\ (RDC)}$ + $N_{2\ (sous\ sol\ )=}$ 3501.03K**N**

D'où $S \geq \frac{3501.03}{300} \Rightarrow$ S=11,67 m² $\Rightarrow A = \sqrt{\frac{11{,}67x0{,}7}{0.65}} = 3{,}55m \Rightarrow$ B = 4,00 *m* .

2- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifie que $L_{min} \geq 1{,}5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a 1,5xB =6,00 m > L_{min} =3 m……non vérifie

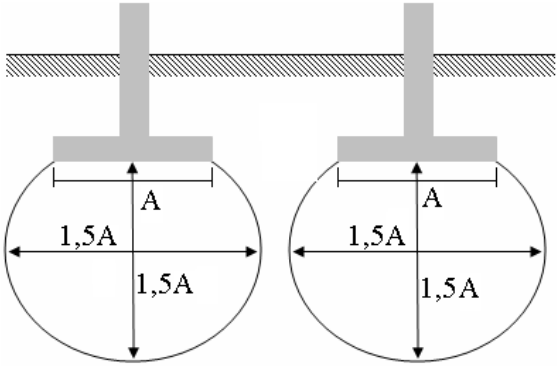


Figure VI.2: l'interférence entre deux semelles isolée)

Remarque

La condition d'homothétie n'est cependant pas obligatoire, elle permet simplement un calcul plus aisé des efforts, accepte des semelles à débords constants (les plus courantes) ou des semelles carrées sous poteaux circulaire, seules des conditions économiques peuvent guider le choix.

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.6. Semelles Filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

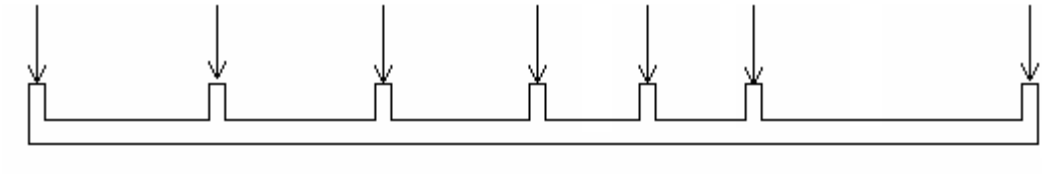


Figure VI.3.: semelles filantes

On doit vérifier que $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que

N = ∑N_i de chaque fil de poteaux.

S = B x L $\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

1/ Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons la file des poteaux la plus sollicitée dont l'effort normal

$N_{1\,(RDC)}$ = 28665,46 KN

Prenons la file des poteaux la plus sollicitée dont l'effort normal sur le sous sol :

- Poids du plancher……..7,54x3x32= 723,85 kN
- Poids des poteaux……5x0,65²*x*3,15*x*25+2x0,65²x3,15x25 = 203.20 kN
- Poids des poutres transversales ……..7*x*0,30x0, 60x3x25= 94.50 kN
- Poids des poutres longitudinales……..27,6x0, 40x0, 80x25= 220.80 kN
- Poids du voile périphérique (sens y-y)….. 0,2*x* 9 ,6x3,15*x*25*+0,2x 5.4x3,15x25*=236,25 KN

G = 1478,6 kN

Surcharge d'exploitation

Q = 2,5 *x* 3 *x* 32 = 240 kN

N_2 = G + Q = 1718,6kN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

N = N_1 + N_2 = 30384.06kN

D'où $B \geq \frac{30384.06}{300x32} \Rightarrow$ B=3,16 m soit B=3,5*m*

2/ Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifie que $L_{min} \geq 2{,}5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a 2,5 *x* B = 8,75 m > L_{min}=6 m……*non vérifié*

Conclusion

D'après ces résultats, on constate qu'il y a aussi chevauchement des semelles,

Donc il est obligé d'envisager la solution du radier général comme fondation,

Ce type de fondation pressente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure

- La réduction des tassements différentiels

- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol

- La facilité d'exécution

VII.7. Radier Général

VII.7.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sous toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur des charges. Sont étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).Les nervures sont vers le bas car le sous sol est un parking

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

Remarque

Afin d'évité le remplissage des caissons (coté économique) il est préférable de disposer les nervures vers le bas.

VII.7.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifie que $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Remarque

- La surface du sous sol c'est la même avec la surface de la superstructure

- la surface de la super structure = 1036,17 m² ;

- Calcul de l'effort normal :

$N_{\text{super structure}} = \sum N_i \rightarrow N_{(RDC)} = 146155{,}97$ kN (G+Q)

$N_{\text{infrastructures}} = \sum N_i \rightarrow N(Ssol) = 48789{,}82$ kN (G+Q)

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

$N = N_{Ssol} + N_{Rdc} = 194945{,}8$ kN

Pour $\begin{cases} N = 194945{,}8\ kN \\ \sigma_{sol} = 3bars \end{cases}$ On trouve S ≥ 649,81 m²

$S_{nécessaire} = 649,81\ m^2 < S_{batie} = 1036,17\ m^2$

Donc la surface totale du radier est $S_{radier} = S_{bâtie} = 1036,17\ m^2$

Débord de 30cm pour chaque coté.

La section totale du radier est de : $1096,07 m^2$

VII.7.3.. Prédimensionnement de radier

1 .Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 7,8m \Rightarrow 31,4cm \leq h_1 \leq 39,25cm$$

b- Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante: $Le = \frac{\pi}{2} L\max$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec:

E: Module de Young (E=32164,20MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/m^3 \leq K \leq 12kg/m^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K =0,5[kg/cm^3] → pour un très mauvais sol.
- K =4 [kg/cm^3] → pour un sol de densité moyenne.
- K =12[kg/cm^3] → pour un très bon sol.

Pour notre cas K=4kg/cm^3 (sol de densité moyenne).

b=1: Largeur de la semelle pour une bande de un mètre linéaire.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$, $L_e^4 = 4EI/kb$

L_{max}= 7,8 m , E=3.216 10^6 t/m^2 , K=4000t/m^3 =40000KN/m^3

On aura: $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 60{,}89\ cm \qquad \Rightarrow h_2 = 60\ cm$

b. Condition de cisaillement

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\left(0{,}1 f_{c28}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$

Avec $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$N_{u\ (superstructure)}$=200792,96 kN

$N_{u\ (infrastructure)}$= 68769,82 KN

Alors :

$N_u = N_{u\ (superstructure)} + N_{u\ (infrastructure)}$ = 269562,78 KN

L = 7,8 m ; b =1 m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \times L.1ml}{2S_{rad} \times b.d} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad}.b.(0{,}9h)} \leq \bar{\tau} \qquad \Rightarrow h_3 \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0{,}9\bar{\tau})}$$

$$h_3 \geq \frac{269562{,}78 \times 7{,}8 \times 1}{2 \times 1036{,}17 \times 1x(0{,}9 \times 2{,}5 \times 10^3)} = 45{,}09cm$$ h

io

Conclusion

h ≥ Max (h_1;h_2;h_3)=60 cm On prend $h_t = 60\ cm$

2. *Nervures*

a. largeur des nervures

b ≥ $\frac{L_{max}}{10}$ = $\frac{780}{10}$ =78 cm $\Rightarrow$ b = 80 cm **Poteau**

Dalle du radier **hN**

hr **Nervure**

b

Figure VI.4: Disposition des nervures

b. hauteur des nervures

- ***Condition de la flèche***

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

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

On a : L_{max}=7,8m

$$\Rightarrow 52cm \prec h_N \prec 78cm$$

On prend: $h_{N1} = 80cm$

- ***Condition de non poinçonnement***

$$N_u \leq \frac{0{,}045.u_c.h.fc_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u = 6140,93 kN)

u_c : Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen (u_c = 2 [(a + b) + 2h]).

a , b : Dimensions du poteau du sous sol (65 x 65).

h : hauteur de semelle

$N_u \leq$ 0,045 (2a + 2b + 4h).h.f_{c28} $\Rightarrow h_{N2} \geq 86{,}7cm$

- ***Condition de la raideur***

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire des poteaux de largeur ''a'' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :

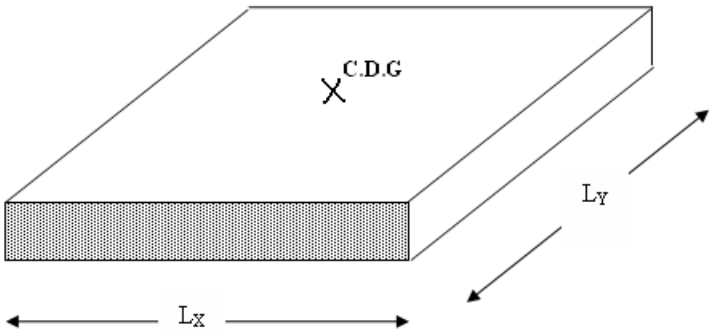
$\frac{\pi}{2}$ L_e + a

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule (L_e), alors se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2}$ L_e + a le calcul devra être effectué conformément

à la théorie de la poutre sur sol élastique.



AN :

On veut que: $\frac{\pi}{2}$ L_e + a ≥ $l_{entre\ axe}$ or:

a = 65 cm (largeur du poteau),

$l_{entre\ axe}$ = 7,80m

$\Rightarrow$ L_e = 4,52 m

A partir de la formule (2) on calcule la valeur de h:

On aura: $h_{n3} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} \Rightarrow h_{n2} \geq 114{,}56cm$

$\Rightarrow h_{N3} = 115cm$

Conclusion

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}; h_{N3}) = 115cm$$

On prend : h_N = 115cm

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier h = 60 cm
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 115cm \\ b = 80 \ \ cm \ \ sens \ \ (y-y) \\ b = 60cm \ sens \ \ (x-x) \end{cases}$

VII.7.4. Caractéristiques géométriques du radier

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel SAP2000 (ver.17) dans les calcules qui suivent :

a. Position du centre de gravité

XG = 20,87 m

YG = 17,23 m

b. Moments d'inertie

I_{xx} = 134912,505 m^4

I_{yy} = 140110,252 m^4

VII.7.5. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5

Avec

M_s : Moment stabilisant sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

1-Moment de renversement M_R

$M_R = \sum M_o + V_0 h$

Avec :

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier du logiciel *sap2000.ver17*

h : Ancrage de l'ouvrage.

$h = h_{\text{sous sol}} + h_{\text{radier}}$ =3.15+0.6= 3.75 m

2-Moment stabilisant M_s

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est dùe au poids de l'ouvrage

$M_s = N \times X_G$ ou $M_s = N \times Y_G$ (selon le sens)

$N = N_G + N_Q$

Avec

$N_G = N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}$

$N_Q = N_{Q1} + N_{Q2}$

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre de l'infrastructure.

N_{G3} : Poids propre du radier.

N_{Q1} : Poids de la surcharge d'exploitation de la superstructure.

N_{Q2} : Poids de la surcharge d'exploitation de l'infrastructure.

On a

$N_{G1} = \sum N_{G\,(\text{super structure})} = 122940\text{kN}$

$N_{G2} = \sum N_{G\,(\text{SSoul})} = 44779,2\text{ kN}$

$N_{G3} = \rho_b (S_{rad} \times h_{rad} + S_{ner} \times h_{ner})$

$N_{G3} = 25 \times [(1096.07 \times 0,6) + (579,23 \times 0,55 \times 0,8)] = 20263.968\text{kN}$

$N_{Q1} = \sum N_{Q\,(\text{super structure})} = 23215,96\text{kN}$

$N_{Q2} = \sum N_{Q(SS)} = 5629,9\text{ kN}$

$N_G = N_{G1} + N_{G2} + N_{G3)} = 187983,168\text{ kN}$

$N_Q = N_{Q1} + N_{Q2} = 28845,86\text{ kN}$

Donc $N_{ser} = 222452,36\text{ kN}$

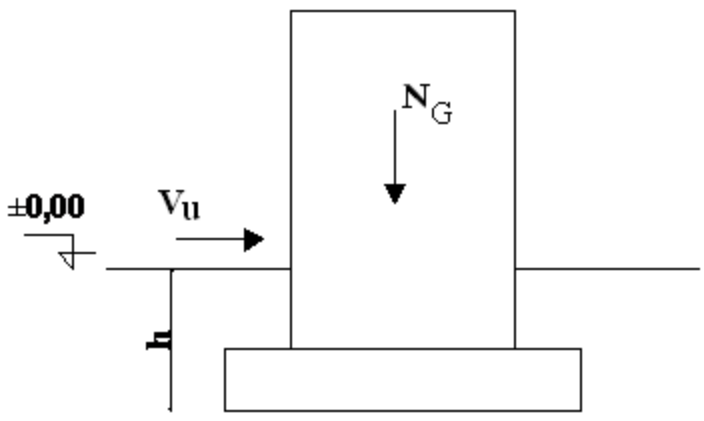


Figure VI.5.Schéma statique du bâtiment

AN:

Sens x-x

$\sum M_0 = M2 = M_X = 345294,914$ KNm, $V_0 = F2 = Fx = 14106,71$ KN; h = 4.3 m

Donc $M_R = 450390$ KNm

$M_s = N \times X_G = 4722663,6$ KNm

$$\frac{M_s}{M_R} = 10,48 > 1,5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

Sens y-y

$\sum M_0 = M2 = MY = 341527,257$ kNm ; $V_0 = F1 = FX = 14106,48$kN ; h = 4.3m

Donc $M_R = 446620,533$ KN m

$M_s = N \times Y_G = 3835078,68$ kNm

$$\frac{M_s}{M_R} = 8{,}58 > 1{,}5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.7.6. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par $N_{SER} = \sum N_{ser\ (super\ structure)} + N_{ser\ (infra\ structure)} = 222452{,}36$ KN

a. Sollicitation du premier genre

À l'ELS $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{222452{,}36}{1096.07} = 202{,}95 kN/m^2$

$\sigma_{ser} = 202{,}95\ kN/m^2 < \sigma_{sol} = 300 kN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Vérifiée$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \times \frac{h_N}{2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \times \frac{h_N}{2}$$

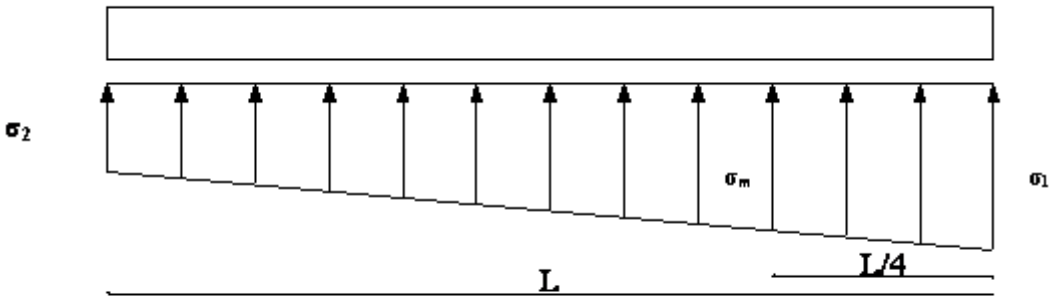


Figure VII.5:*contraintes sous le radier*

Figure VI .6.contraintes sous le radier

On vérifier que :

σ_1 Ne doit pas dépasser $1{,}5\sigma_{sol}$

σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)=\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à 1,33 σ_{sol}

.

ELU :

N_u = 1,35G + 1,5Q = 269562,78 KN

V=h/2=0,575 m

S_{rad} =1096.07 m²

M : est le moment de renversement.

M_{Rx} = 450390 KN.m

M_{Ry} = 446620,5 kN m

I_{xx} = 134912,505 m^4

I_{yy} = 140110,252 m^4

σ_{sol} =300kN/m^2

1. Contraintes sous le radier à l'ELU

Tableau VII.1. Contrainte sous le radier l'ELU

	σ_1 (kN/m²)	**σ_2 (kN/m²)**	**$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m²)**

Sens x-x	207,20	206,37	206,99
Sens y-y	207,20	206,91	207,13
Vérification	$\frac{\sigma_1^{max}}{\sigma_{SOL}} = 0,69 \leq 1,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{SOL}} = 0,69 \prec 1,33$

ELS

N_{ser} = G + Q = 222452,36 kN

2 .Contraintes sous le radier à l'ELS

Tableau VII.2. Contrainte sous le radier l'ELS

	σ_1(kN/m²)	**σ_2(kN/m²)**	**$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m²)**
Sens x-x	172,8	169	171,85
Sens y-y	172,73	169,07	171,81
Vérification	$\frac{\sigma_1^{max}}{\sigma_{SOL}} = 0,57 \leq 1,5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{SOL}} = 0,57 \prec 1,33$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

ELU : $\sigma_u = \sigma_1 = 207,20 \ kN/m^2$

ELS : $\sigma_{ser} = \sigma_1 = 172{,}8\ kN/m^2$

VII.7.7. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

1. Ferraillage de la dalle du radier

a. Détermination des efforts

- Si $0{,}4 < \frac{L_x}{L_y} < 1{,}0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$M_x = \mu_x q L_x^2$ ……sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ ……sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée $M_{tx} = 0,85\ M_x$
  $M_{ty} = 0,85\ M_y$

- Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,3\ M_x$ (appuis de rive)
  $M_{ay} = M_{ax} = 0,5\ M_x$ (autres appuis)

Panneau intermédiaire

- Moment en travée $M_{tx} = 0,75\ M_x$
  $M_{ty} = 0,75\ M_y$

- Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,5\ M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens. (comme poutre ayant longueur de la petit porté)

- Moment en travée $M_t = 0,85\ M_0$
- Moment sur appuis $M_a = 0,5\ M_0$

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Valeur de la pression sous radier

ELU : $\sigma_u = \sigma_1 = 207,20\ kN/m$

ELS : $\sigma_{ser} = \sigma_1 = 172,8\ kN/m$

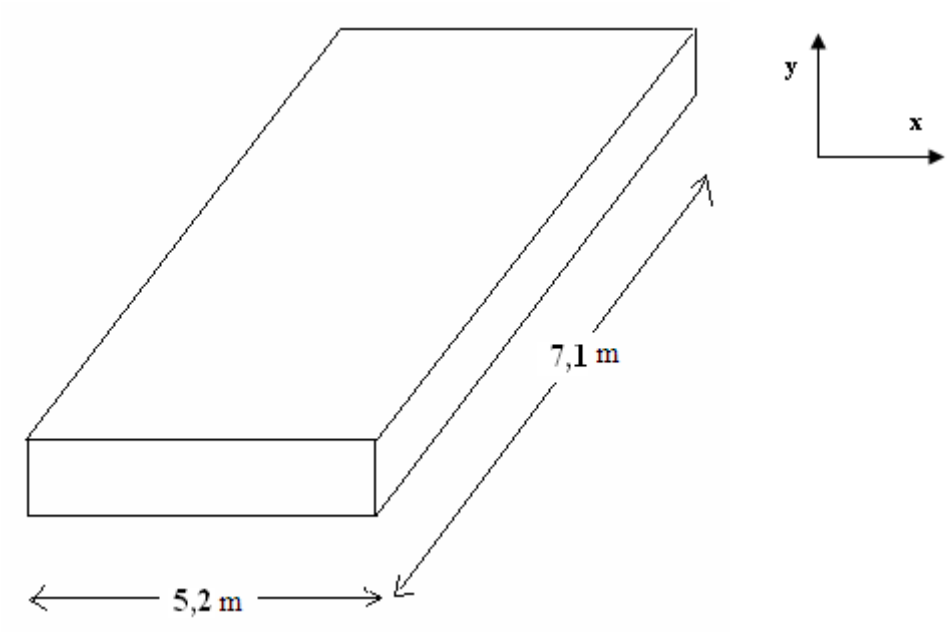
b .Calcul Des Moments

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On fait le calcul pour le deux panneau (rive –intermédiaire) le plus sollicité (ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux).

Partie 1

a. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (ν = 0)



μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire :

q_u =207,2 KN/m

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0646 \\ \mu_y = 0{,}478 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 361{,}93\ kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 173\ kNm \end{cases}$$

➢ **Moments en travées** (panneau de rive)

M_{tx} = 0, 85 M_x = 307,64 kNm

M_{ty} = 0, 85 M_y = 147,05 kNm

➢ **Moments sur appuis**

M_{ax}= M_{ay} = 0,5 M_x = 180,95 kNm (appui intermédiaire)

M_{ax}= M_{ay} = 0,3 M_x = 108,6 kNm (appui de rive)

b. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

q_s = 172,8 KN/m

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0708 \\ \mu_y = 0{,}6188 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 330{,}81\, kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 204{,}7 kNm \end{cases}$$

M_{tx} = 0, 85 M_x = 281, 18 kNm

M_{ty} = 0, 85 M_y = 174, 02 kNm

M_{ax}= M_{ay} = 0,5 M_x = 165,4 kNm (appui intermédiaire)

M_{ax}= M_{ay} = 0,3 M_x = 99,24 kNm (appui de rive)

C. Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; σ_{bc} = 14,2 MPa ; f_e = 400 MPa ; σ_s = 348 MPa ;

b = 100 cm ; h = 60cm ; d = 0,9h = 54 cm.

On récapitulé le ferraillage dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 .Choix Des Armatures

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	esp
Travée	x-x	307,64	17,06	7T20/ml	21,99	15
	y-y	147,05	7,98	7T14/ml	10,78	15
Appui	x-x y-y	180,95	9,86	7T14/ml	10,78	15

D. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$A_s^{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 6,52cm^2 < 10,78cm^2$ .....la condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.4 .vérification des contraints à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	281,18	21,99	6.0	15	244	201,6	Non
	y-y	174,02	10,78	4.5	15	302	201,6	Non
Appuis	x-x y-y	165,4	10,78	4.6	15	287	201,6	Non

On a trouvée que l'ELS non vérifiée alors on va augmenter la section d'armatures :

	Sens	Choix	esp	A_s (cm^2)	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	10T20/ml	10	31,42	281,1	5,8	15	185.5	201,6	OK
	y-y	5T16+5T14/ml	10	17.75	174,0	4.4	15	199,0	201,6	OK
Appuis	x-x	5T16+5T14/ml	10	17.75	165,4	4,1	15	189,1	201,6	OK

3. Espacement

$$Esp \le Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \le Min(180cm;33cm) = 33cm$$

S_t =10cm<33cm OK

Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m²

Partie 2

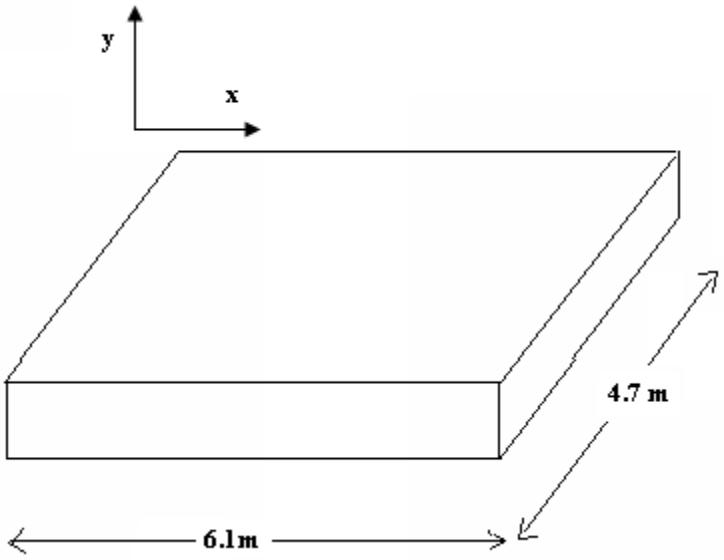
a. Moment en travée et sur appuis

q_u =207,2 KN/m

q_s=172,8 KN/m

ELU

Travée : $\begin{cases} M_{tx} = 231.88\ KN.m \\ M_{ty} = 126.14\ KN.m \end{cases}$



Appuis : $\begin{cases} M_{tx} = 136{,}4 \ KN.m \text{ int} \\ M_{ty} = 81{,}84 \ KN.m \ rive \end{cases}$

ELS

Travée : $\begin{cases} M_{tx} = 187.42 \ KN.m \\ M_{ty} = 125.75 \ KN.m \end{cases}$

Appuis : $\begin{cases} M_{tx} = 110.25 \ KN.m \text{ int} \\ M_{ty} = 44.38 \ KN.m \ rive \end{cases}$

c. Calcul du ferraillage

f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; σ_{bc} = 14,2 MPa ; f_e = 400 MPa

b = 100 cm ; h = 60cm ; d = 0,9h = 54 cm . ; σ_s = 348 MPa ;

On récapitulé le ferraillage dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 .Choix Des Armatures

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	esp
Travée	x-x	126,14	6,82	7T16/ml	14,07	15
	y-y	231,88	12,67	4T20+3T16/ml	18,60	15
Appui	x-x y-y	136,4	7,4	7T14/ml	10,78	15

C. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VII.5. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	125,75	14,07	3,2	15	168,6	201,6	OK
	y-y	187,42	18,6	4,3	15	191,8	201,6	OK
Appuis	x-x y-y	110,25	10,78	3,0	15	191,0	201,6	OK

VII.7.8 .Ferraillage Des Nervures

1-Armature longitudinale

Partie 1

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

On a $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ q_u =207,2 KN/m

En travée : $M_t = 0,85\ M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50\ M_0$

b. Calcul des armatures

Sens y-y

b = 80 cm ; h = 115 cm ; d =103,5 cm

L = 7,8 m ; M_0 = 1575,75 kN/ml

Tableau VII.6. Choix des armatures des nervures longitudinales

	M_u (kNm)	**A_s^{cal} (cm^2)**	**Choix**	**A_s^{adp} (cm^2)**
Travée	1340	37,37	8T25	39,27
Appuis	787,78	20,44	4T20+4T16	20,61

Sens x-x

b = 60 cm ; h = 115 cm ; d =103,5 cm

L = 5,9 m ; M_0 = 901,6 kN/ml

Tableau VII.7. Choix des armatures des nervures transversales

	M_u (kNm)	**A_s^{cal} (cm^2)**	**Choix**	**A_s^{adp} (cm^2)**
Travée	766,4	21,07	6T20+2T14	21,93
Appuis	450,8	12,18	6T16	12,06

c .Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

Sens y-y : $A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 11{,}1cm^2 < 20{,}61cm^2 .....Vérifiée$

Sens x-x : $A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 8{,}33cm^2 < 12{,}06cm^2 .....Vérifiée$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

$q_{s=}$ 172,8 KN/m

on a : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

En travée : $M_t = 0{,}85\ M_0$

Sur appuis : $M_a = 0{,}50\ M_0$

Tableau VII.8.vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	**M_{ser} (kNm)**	**A_s (cm^2)**	**Y (cm)**	**σ_{bc} (MPa)**	$\overline{\sigma}_{bc}$ **(MPa)**	**σ_s (MPa)**	$\overline{\sigma}_s$ **(MPa)**	**Obs**
Travée	y-y	1117,02	39,27	30,3	7,3	15	281,4	201,6	NON
	x-x	639,1	21,93	27,6	6,4	15	296,1	201,6	NON
Appuis	y-y	657,07	20,61	21 ,4	5,1	15	315,9	201,6	NON
	x-x	375,95	12,06	19,7	4,6	15	298,7	201,6	NON

On a trouvée que l'ELS non vérifiée alors on va augmenter les sections d'armatures :

		Choix	**A_s^{adp} (cm^2)**	**σ_s**	$\overline{\sigma}_s$	obs
Sens y-y	Travée	8T25+8T16	55,35	200,5	201,6	OK
	Appuis	8T20+4T16	33,18	191	201,6	OK
Sens x-x	Travée	8T20+4T16	33,18	189,5	201,6	OK

	Appuis	6T20	18,85	191,7	201,6	OK

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = Min\left(\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$ **[1]** (page 39)

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$avec \quad T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{207{,}2x7{,}8}{2} = 808{,}08kN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{808{,}08.10^3}{800x1035} = 0{,}97MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa. \quad .Vérifier$$

Partie 2

a. Calcul des efforts

On a $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ q_u =207,2 KN/m

En travée : M_t = 0,85 M_0

Sur appuis : M_a= 0,50 M_0

b. Calcul des armatures

Sens y-y

b = 60 cm ; h = 115 cm ; d =103,5 cm

L = 5,4 m ; M_0 = 755,24 kN/ml

Tableau VII.9. Choix des armatures des nervures longitudinales

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	64 1,9	17,02	6T20+4T16	26,89
Appuis	377,6	9,86	6T16+2T14	15,14

Sens x-x

b = 80 cm ; h = 115 cm ; d =103,5 cm

L = 6,4 m ; M_0 = 1060,9 kN/ml

Tableau VII.10. Choix des armatures des nervures transversales

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	901,73	23,96	8T20+6T16	37,2
Appuis	530,45	13,89	8T16+4T14	22,24

c. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

y-y : $A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 7{,}49cm^2 < 14{,}33cm^2 .....Vérifiée$

x-x : $A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 10cm^2 < 19{,}16cm^2 .....Vérifiée$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

$q_s =$ 172,8 KN/m

On a : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

En travée : $M_t = 0{,}85\ M_0$

Sur appuis : $M_a = 0{,}50\ M_0$

Tableau VII.11.vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	$A_{s'}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	y-y	535,37	26,89	12,06	4,9	15	195,6	201,6	OK
	x-x	752,02	37,2	16,08	5,1	15	198,9	201,6	OK
Appuis	y-y	314,92	15,14	18,85	3,3	15	199,2	201,6	OK
	x-x	442,36	22,24	25,13	3,4	15	191,0	201,6	OK

2-Armatures transversales

➢ **CBA 93**

$$\begin{cases} * \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e} \qquad (K = 1 pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ * S_t \leq Min(0{,}9d; 40cm) \\ * \dfrac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0{,}4MPa \end{cases}$$

➢ **RPA99 modifie en 2003**

$$\begin{cases} * \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ * S_t \leq Min\left(\dfrac{h}{4}; 12\phi_l\right) .....Zone\ nodale \\ * S_t \leq \dfrac{h}{2} .....Zone\ courante \end{cases}$$

Avec

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \quad et \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{max}$$

Avec :

$\emptyset_l$: diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\emptyset_t$: diamètre minimum des armatures transversales

AN:

f_e = 400 MPa ; τ_u = 0,97 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; d = 103,5 cm .

a. Espacement des armatures transversales

Tableau VII.12.espacement transversales des nervures

Section [cm²]	**Zone**	**S_t RPA99 [cm]**	**S_t CBA 93 [cm]**	**S_t choisit [cm]**

60 ×115	Courante	57,5	40	25
	Nodale	16,8		15
80 ×115	Courante	57,5	40	25
	Nodale	16,8		15

b. Choix des armatures transversales

Tableau VII.13.choix des armatures transversales des nervures

Section [cm²]	**Zone**	**S_t [cm]**	**$Ø_t$**	**A_t calculée [cm²]**	**A_t choisit [cm²]**	**Choix des barres**
60 ×115	courante	25	10	4,5	4,71	6T10
	nodale	15		2,7	4,71	6T10
80 ×115	courante	25	10	6	6,28	8T10
	nodale	15		3,6	6,28	8T10

c. Justification des armatures transversales

$\frac{A_t \cdot f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$ = 0,40 MPa

Sens x-x :

- Zone courante 1,256 MPa > 0,40 MPa …….. Vérifié.

- Zone nodale 2,09 MPa > 0,40 MPa …….. Vérifié.

Sens y-y :

- Zone courante 1,256 MPa > 0,40 MPa …….. Vérifié.

- Zone nodale 2,09 MPa > 0,40 MPa ……. Vérifié.

VII.7.9 .Armature De Peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau

dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments cas général on a 3 cm^2 / m pour les armatures de peau

VII.8. Etude Du Voile Périphérique

VII.8.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

VII.8.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions de l'*RPA99 modifié en 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2. **[2]** (page 80)

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
  - ✓ Epaisseur e ≥15 cm
  - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ✓ La longueur de recouvrement est de 50Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B Section du voile.

VII.8.3. Evaluation Des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

L_Z= 3,15 - 0,5= 2,65 m ; L_Y = 6,00 – 0,6 = 5,40m .

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par

Q = A.γ.H

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres (γ_h=21,90kN/m^3).

H = Hauteur du voile (H=2,65m).

$$\varphi = 40°,6 \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,2116$$

Donc $Q = A.\gamma.H = 13,20kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 17,82kN/ml$

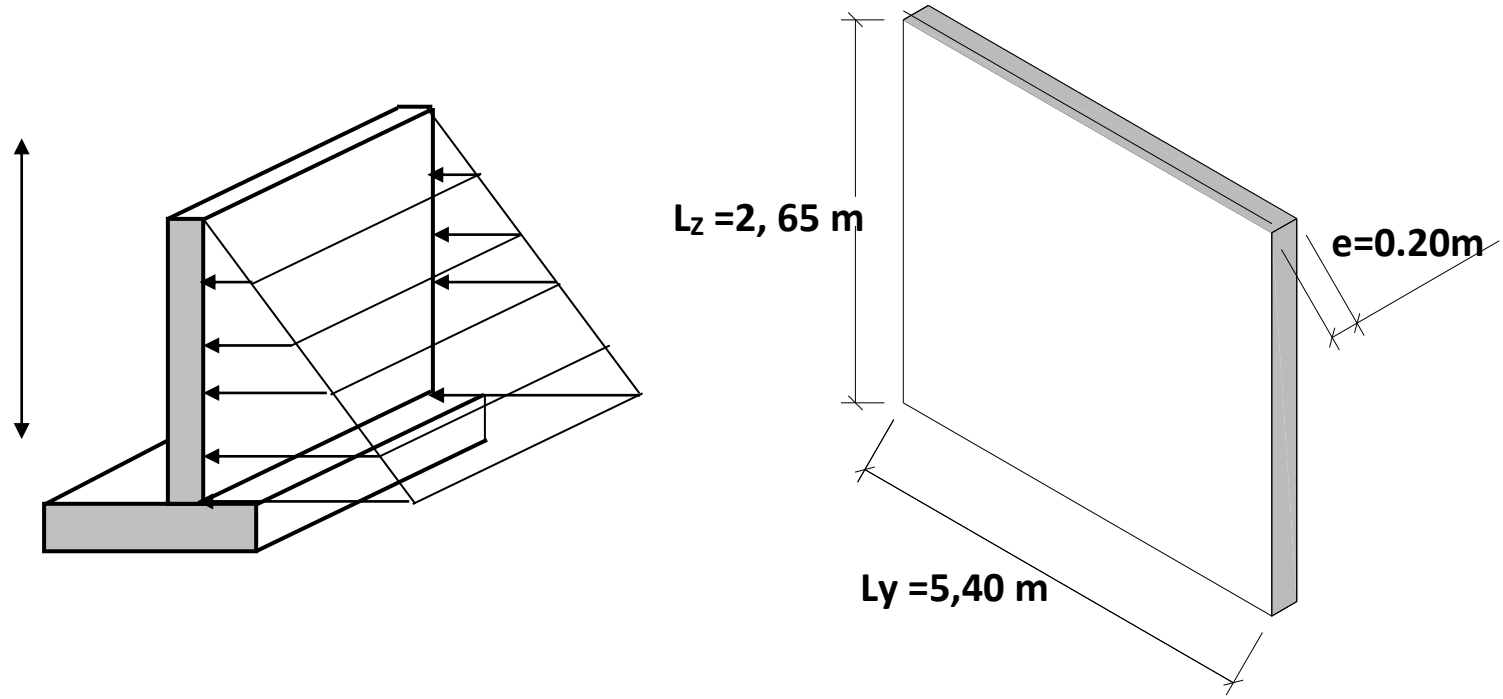


Figure VI.7.Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VII.8.4. Effort Dans La Dalle

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,65}{5,40} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

μ_z= 0,098 ; μ_y= 0,2500

$$M_Z = \mu_x Q_u L_Z^2 = 50,92 kNm$$
$$M_y = \mu_y M_Z = 12,73 kNm$$

- ***Moment en travée***

M_{tz}=0,85M_z= 43,28kNm

M_{ty}=0,85M_y=10,82kNm

- ***Moment sur appuis***

M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=25,46kNm

VII.8.5. Calcul Du Ferraillage

b = 100 cm ; h = 20 cm ; d = 18 cm ; σ_{bc} = 14,17 MPa ;

Tableau VII.14 : Ferraillage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	A_s' (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	z-z	43,28	0	7,77	2x6T14	2x 9,24	20
	y-y	10,82	0	1,86	2x5T10	2x 3,93	25
Appuis	z-z y-y	25,46	0	4,45	2x5T12	2x 5,65	25

VII.8.6.Conditions Exigées Par Le Rpa99/Version 2003

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$As_{z-z} > A_Z = 0,1\% .100.20 = 2,0\ cm^2$

$As_{y-y} > A_Y = 0,1\% .100.20 = 2,0\ cm^2$

VII.8.7.Vérification nécessaires

1-. *Condition de non fragilité*

$$\begin{cases} A_z \geq A_z^{min} ; \quad A_z^{min} = \rho_0 \left[3 - \dfrac{L_x}{L_y} \right] \dfrac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; \quad A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

ρ_0 = 0,0008 pour les barres de FeE400

$$\begin{cases} A_z^{min} = 0{,}0008 \left(3 - \dfrac{2{,}65}{5{,}4} \right) \dfrac{100 \times 20}{2} = 2{,}00 cm^2 \\ A_y^{min} = 0{,}0008 x 100 x 20 = 1{,}6 cm^2 \end{cases}$$

En travée $\begin{cases} A_z = 9{,}24 cm^2 > A_z^{min} = 2{,}00 cm^2 \\ A_y = 3{,}93 cm^2 > A_y^{min} = 1{,}6 cm^2 \end{cases}$

Sur appuis $\begin{cases} A_z = 5{,}65 cm^2 > A_z^{min} = 2{,}00 cm^2 \\ A_y = 5{,}65 cm^2 > A_y^{min} = 1{,}60 cm^2 \end{cases}$

2- Vérification De L'effort Tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \dfrac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25 MPa$

$$T_z = \frac{q_u L_z L_y}{2L_z + L_y} = 23{,}83\ KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_Z}{3} = 15{,}74\ kN$$

$$T_u^{\max} = Max\left(T_x ; T_y\right) = 23{,}83kN$$

$$\tau_u = \frac{46{,}62.10^3}{1000x200} = 0{,}12MPa \prec 1{,}25MPa.....Vérifiée$$

3- Vérification a L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_Z}{L_y} = 0{,}49 > 0{,}4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_Z = 0{,}1013 \\ \mu_y = 0{,}3580 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_Z = \mu_Z Q_{ser} L_Z^2 = 9{,}39kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 3{,}36kNm \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 13{,}20kN/ml$$

- **Moment en travée** $\begin{cases} \text{Mt}_Z = 0{,}85\text{Mz} = 7{,}98\ \text{kNm} \\ \text{Mty} = 0{,}85\text{My} = 2{,}85\ \text{kNm} \end{cases}$

- **Moment sur appuis** $M_{az} = M_{ay} = 0{,}5\ M_z = 4{,}7$ kNm

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Tableau VII 15 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser}	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Obs

		(kNm)			(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Travée	x-x	7,98	9,24	5,3	1,7	15	57,3	201,6	OK
	y-y	2,85	3,93	3,80	0,9	15	46,5	201,6	OK
Appuis	x-x y-y	4,7	5,65	4,30	1,2	15	54,3	201,6	OK

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L_Z} \geq \dfrac{M_t}{20M_Z} \\ \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}075 > 0{,}0424 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée} \\ 0{,}075 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée} \\ 2{,}91.10^{-4} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée} \end{cases}$$

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

VII.8.schéma de ferraillage

1-radier

Partie 1

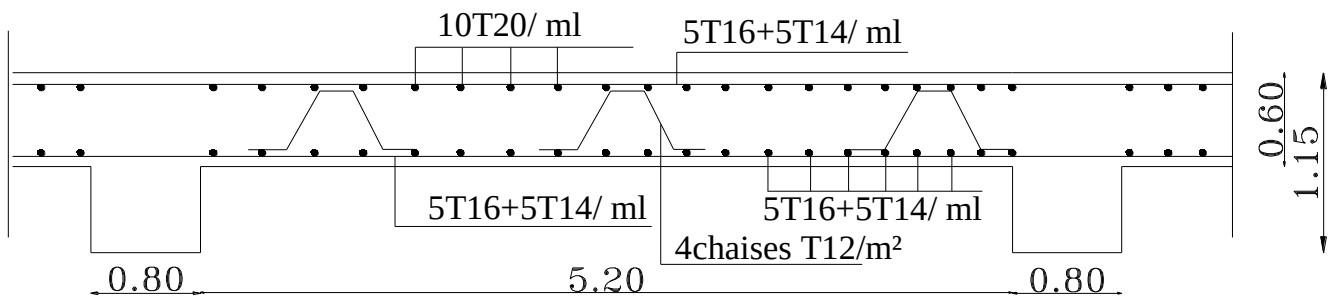


Figure VI.8.ferraillage du radier de la partie 1

Partie 2

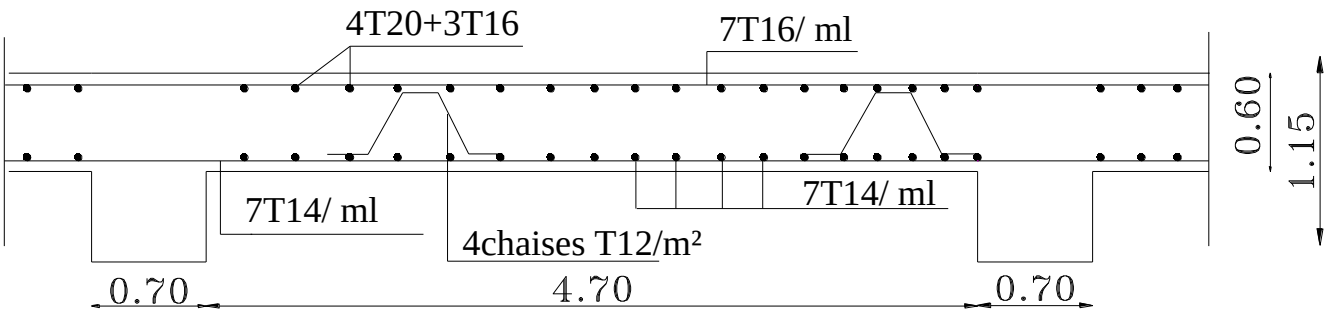
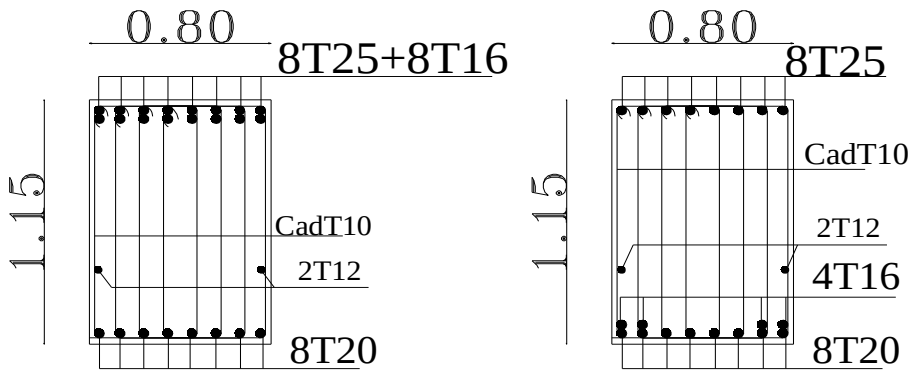


Figure VI.9.ferraillage du radier de la partie 2



2-nervure

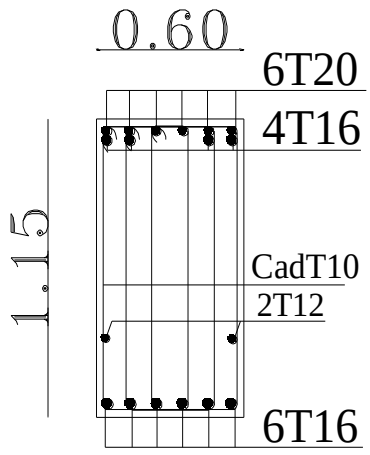
Partie 1

Sens longitudinale (y-y)

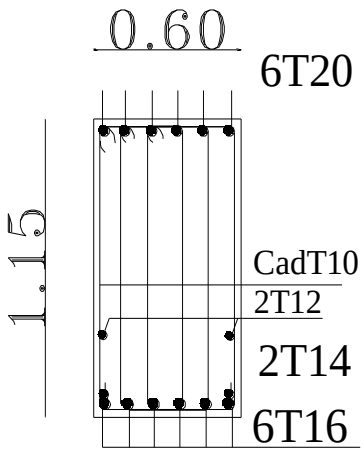
Sens transversale (x-x

Partie 2

Sens longitudinale (y-y)



EN TRAVEE



SUR APPUI

Sens transversale (x-x)

CONCLUSION

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.

Notre bâtiment étudié se caractérise par des irrégularités en plan et en élévation et est destiné à remplir des fonctions différentes. aussi l'utilisation de deux types de planchers (à corps creux et dalle pleine).

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Par ailleurs, la modélisation de la structure nécessite une bonne maîtrise des méthodes d'analyse des structures, notamment la méthode des éléments finis. Elle requiert aussi une bonne compréhension de l'utilisation du logiciel de calcul à savoir le ***sap 2000 v.17***.

Le renforcement du bâtiment contre l'effet du séisme a nécessité l'ajout des voiles dans les deux directions, mais malgré les multiples essais, un mode de rotation apparaît après le mode fondamental (mode de translation x-x). Cela pourrait être du au fait que nous n'avons pas ajouté des voiles à la partie circulaire, car il fallait préserver son aspect fonctionnel (plateau libre).

L'utilisation du logiciel ***sap 2000 v 17*** permet de contrôler la densité du maillage, et donc d'augmenter la précision des résultats mais cela n'est pas sans effet sur la durée de calcul.

Le pré dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure. Dans notre cas, ce sont des structures auto stables qui ont été prés dimensionnées.

L'effet de la variation de la température sur la réponse de la structure a été considéré dans la présente étude. Les efforts additionnels déduits de l'étude thermique n'ont pas influencé sur les quantités d'armatures déduites de l'étape de ferraillage.

REFERENCES

[1] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ***C.B.A.93***.

[2] : Règles parasismique Algérienne ***RPA99 modifié en 2003*** ;

[3] : Cours de béton armé –BAEL91 modifié en 99 par : ***JEAN PIERE***

[4] : *DTU B. 22*

[5] : formulation de béton armé volume1 : ***VICTOR DAVIDOVICI***

[6] étude des structures en béton : **J-M.HUSSON**