

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENI CIVIL

N° :



DOMAINE : GENI CIVIL
FILIERE : STRUCTURE
OPTION : MASTER

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par: Cherrat Chamseddine

Intitulé

Dimensionnement des éléments de structure en BA
d'un bâtiment R+8 étages à usage d'habitation

Soutenu devant le jury composé de:

MENACERI A	Université M'SILA	Président
OZANJA	Université M'SILA	Rapporteur
AMOUR A	Université M'SILA	Examineur
BEN YAHYA.A	Université M'SILA	Encadreur

Année universitaire : 2018 /2019

إهداء

بادئاً ببدأ أحمد الله عز وجل على نعمة التوفيق لإتمام هذا العمل.

أهدي هذا التخرج:

إلى النبي الكريم محمد صلى الله عليه وسلم قائد الامة ومعلمها وشفيعها يوم الدين
إلى نبع الحنان التي وهبت فلذة كبدها كل العطاء ورعتني حق الرعاية و سهرت ليالي طويلة
تتبعني خطوة بخطوة وتحيطني بدعواتها كل صباح وتسندني في كل الشدائد وتصبر على كل
شيء في سبيل أن أصل الى هذا النجاح أمي الغالية.....

إلى الذي وهبني كل ما يملك لأحقق له آماله, إلى من دفعني قدما نحو الامام نحو النجاح
إلى الذي ضحى بالغالي والنفيس من أجل تربيتنا وتعليمنا إلى قدوتي في الحياة
.....أبي الغالي.....

إلى اخوتي (الساسى-عبد الناصر-نور الدين-عصام-رضوان-حسام)وأختاي (ليلى -وافية)
الذين تقاسموا معي عبأ الحياة.

إلى ابناء اخوتي واختي(اسلام -أكرم-أيمن-اسامة-ريان -كنزة-محمد-رؤيا-ملاك-جيهان-
خلود -آدم)

إلى التي أعاننتني وشجعتني وكان لها الفضل الكبير في نجاحي في التخرج الى رفيقة الدرب
والعمر - الغالية-...خطيبتى شيما.....

إلى الاستاذ المؤطر الذي أعانني ووجهني في انجاز المذكرة ولم يبخل علي بكل معلومة
الدكتور بن يحيى عبد السلام.

إلى الأستاذ القدير الذي كان له دور كبير في نجاحي منير لعلاوي

إلى رئيس القسم الذي سهل لنا طريقا للعلم الاستاذ القدير بعلي العيد.

إلى كافة أساتذة قسم الهندسة المدنية خاصة و كلية التكنولوجيا عامة.

إلى جميع الاساتذة من الابتدائي إلى الجامعة الذين بنوا كل لبنة من لبنات هذا النجاح
إلى اصدقائي (نصر الدين-عادل-جعفر - هارون-النذير-فواز-عبد الوهاب-عبد الرحيم -
زياد - اسماعيل - عباس-عبد العالي وكل الاصدقاء).

إلى كل من ساهم في هذا النجاح من قريب او من بعيد ولم أذكر اسمه سهوا .

وإلى كل من يؤمن بأن بذور نجاح التغيير في ذواتنا وفي أنفسنا قبل ان تكون في أشياء
أخرى.

إليكم جميعا اهدي هذا التخرج

الطالب : شراط شمس الدين

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تتألف من طابق ارضي + 8 طوابق , يتم انجازها بولاية مسيلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II a حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي (robot Autodesk ver 2014).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .

للتحقق من نتائج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation de R + 8 étages qui sera implanté dans la wilaya de M'sila, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (*robot Autodesk ver 2014*).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling of R + 8 stages which will be established in the wilaya of M'sila, classified in zone IIa according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (**robot Autodesk ver 2014**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- $\bar{q}$: Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- 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.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: 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, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- $\bar{f}$: Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- 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.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- 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 : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	2
I.2 Description de l'ouvrage	2
I.3 Caractéristique de l'ouvrage	2
I.3.1 Caractéristique géométriques	2
I.3.2 Contreventement	2
I.3.3 Les planchers	2
I.3.4 Les escaliers	2
I.3.5 La maçonnerie	2
I.3.6 L'acrotère	2
I.3.7 l'ascenseur	2
I.3.8 l'ossature.....	2
I.4 caractéristiques du sol.....	3
I.5 Règlementations et normes utilisés.....	3
I.6 Méthodes de calcul	3
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.7.1 Béton	6
I.7.2. L'Acier	7
I.9 Règlement et les normes et logicielles utilisé	9
I.10. Conclusion	9

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction	10
II.2 Pré dimensionnement éléments structuraux.....	10
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres	10
II.2.2 Pré dimensionnement es poteaux	11
II.2.2.1 évaluation des charges.....	12
II.2.2.2 Descente de charge et surcharges.....	15
II.2.3 Les voiles	22
II.4 Conclusion.....	22

CHAPITRE III : étude des éléments non structuraux

III.1 Introduction.....	23
III.2 étude de plancher corps creux.....	23
III.3 Etude des dalles pleines	48
III.4 Les escaliers.....	59
III.5Acrotère.....	83

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction	90
IV.2 Objectifs et exigences :	90
IV.3 Méthodes de calcul :	90
IV.3.1 Méthode statique équivalente :	91
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :	95
IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :.....	95
IV.4.Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.....	96
IV.5 Modalisation et résultats:	97
IV.5.1 Vérification de période et de la résultante des forces sismique	99
IV.5.2 Justification vis à vis renversement	100
IV.5.3 Justification vis à vis des déformations :	100
IV.5.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	102

IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit :	103
IV.6 Conclusion :	104

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction	105
V.2 étude des poutres :	105
V.3 étude des poteaux:	113
V.4 étude des voiles	119
V.5 Conclusion.....	123

CHAPITRE VI : Etudes d'infrastructure

VI.1 Introduction	124
VI.2 Choix du type des fondations	124
VI.3 Pré dimensionnement du radier	126
VI.4 Vérification néssaicares	127
VI.5 ferrailage du radier	128
VI.6 Etude du voile périphérique	134
VI.7 les longrines.....	138

CONCLUSION GENERALE

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir car ces dernières doivent être dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations notamment l'effet sismique.

Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment d'habitations en R + 8 , contreventé par un système mixte (voiles portiques), et renforcer par des voiles de noyau pour protéger l'ascenseur .

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. Une étude du sol d'implantation de notre ouvrage a donc été menée par le laboratoire et (Engineering de la construction) et ceci dans le but de connaître la qualité du sol en place ainsi que sa capacité portante. (Voir annexe)

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaire : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre-nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Robot Autodesk et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec RPA99/2003. En fin nous avons fait un choix de fondation qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

I.1 Introduction :

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2 Description de l'ouvrage :

L'étude d'un bâtiment de R+8 (projet de la promotion) en béton armé à usage d'habitation, et parking au niveau de RDC, qui nous a été présenté par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme (Alathir) fait l'objet de notre mémoire de fin d'études.

Le projet sera érigé au niveau de wilaya de M'sila, qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone IIa (zone de la moyenne sismicité) et de groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003), dont le groupe est d'usage 2.

I.3 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE :

I.3.1 Caractéristique géométriques :

Longueur.....L =22.50 m.
 Largeur.....l = 14.50 m.
 Hauteur totale..... h_t =29.75 m.
 Hauteur de rez-de-chaussée..... RDC = 3.91m.
 Hauteur des autres étages RDC = 3.23m.

I.3.2 Contreventement :

En se référant au RPA 99 version 2003 Art.3.4.A.1.a qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, l'introduction des voiles.

I.3.3 Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles).

On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

I.3.4 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

On a deux types d'escaliers (simple, avec quartier tournant).

I.3.5 La maçonnerie :

- les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.3.6 L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.3.7 l'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.3.8 ossature :

Le choix de la structure est basé sur un système qui donne plus de flexibilité en termes d'aménagement d'espace intérieur .il s'agit Le système de contreventement de la structure est

assuré par un ensemble de portiques (poteau, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens et renforcée par un autre système contreventement entièrement par noyau en béton armé.

Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa qu'il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement Mixte (portiques (poteau, poutre) et voiles) suivant les deux sens et renforcée par un autre système contreventement entièrement par noyau en béton armé tel que le cas de ce projet.

I.4 Caractéristiques du sol :

La structure repose sur un sol dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La contrainte admissible du sol: $\sigma_{adm} = 2,3\text{bar}$
- L'ancrage minimal des fondations: $D = 2\text{m}$.
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 28,96^\circ$.
- La cohésion apparente : $C = 0,01\text{bar}$.

I.5 Règlementations et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.(Règlement Parasismique Algérien)
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I.6.1 Méthodes de calcul :

a. Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

b. Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

c. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Etat limite de service d'ouverture des fissures.

- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.6.2 Actions et sollicitations :

I.6.2.1 Définition des actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes

- . Des charges d'exploitations
- . Des charges climatiques.

On distingue :

a. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

b. Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

c. Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

I.6.2.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

Les combinaisons d'action (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

I.7 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA99version 2003, CBA93**).

I.7.1. LE BÉTON est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

I.7.1.1. COMPOSITION DU BETON est constitué des composants suivants

- **Granulas** : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre : $0,2 \text{ mm} < C_g < 25 \text{ mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

. La composition courante de 1m³ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 l de gravillon $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 l d'eau de gâchage.

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

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.
- ❖ La composition du béton doit être déterminée selon les besoins (type d'ouvrage, implantation, manière d'exécution, température ambiante....etc.).

I.7.1.2. RESISTANCE DU BETON

A. Résistance à la compression : Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{C28} . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm. Pour :

- $J < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$
- $J \geq 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$
- $J \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 Mpa.

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

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante : [1]

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

C. Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

➤ Déformation instantanée « E_{ij} »

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton : [3]

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

D'ou : $E_{i28} = 33402,47$ MPa.

➤ Déformation différée « E_{vj} »

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage. A défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (MPa)}$$

D'ou : $E_{v28} = 11134,16$ MPa

D. Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\begin{cases} \nu = 0,2 & \text{Pour les justifications aux états limites de services.} \\ \nu = 0 & \text{Dans le cas des états limites ultimes.} \end{cases}$
CBA93 (Article A.2.1.3)

E. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

I.7.1.3. LES CONTRAINTES LIMITES DE CALCUL

A. ÉTATS LIMITES ULTIME (ELU)

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

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable.} \\ 1,15 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

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

- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

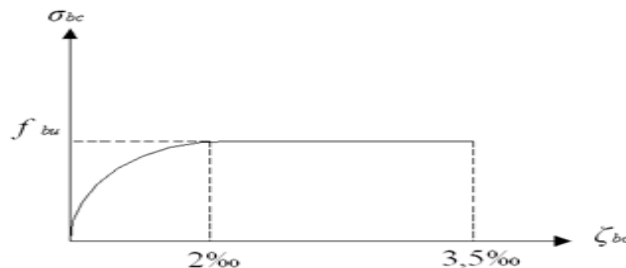


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

B. États Limites de Service (ELS) L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel 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 du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

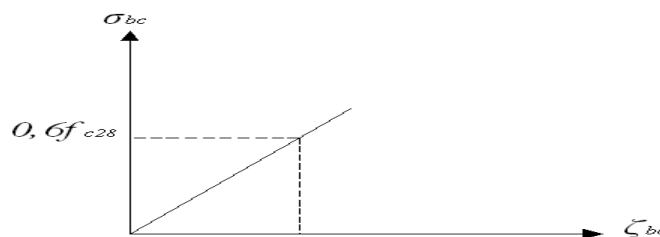


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS

I.7.2. L'ACIER : Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers, elles se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

I.7.2.1. LIMITE D'ELASTICITE

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le BAEL91 dans le tableau suivant :

Type	désignation	Limite élastique (Mpa)	allongement	Contrainte de rupture (Mpa)
Rond lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	$\varnothing > 6mm$	500	14	580

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

I.7.2.2. MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE

La valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa.}$$

I.7.2.3. ÉTAT LIMITE ULTIME (ELU)

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

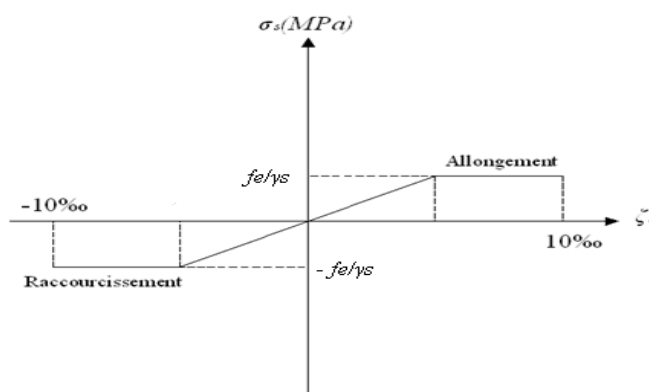


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier. La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

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

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable} \\ 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier, il est pris égal à :

➤ $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

➤ ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

I.7.2.4. ÉTAT LIMITE DE SERVICE (ELS)

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

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 & \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 & \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

I.7.2.5. LE COEFFICIENT D'EQUIVALENCE

Le coefficient d'équivalence note « n » est le rapport : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

- ✓ n : Coefficient d'équivalence.
- ✓ E_s : Module de déformation de l'acier.
- ✓ E_b : Module de déformation du béton.

I.8. HYPOTHESES DE CALCUL

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

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton (bonne adhérence).
- 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‰ en 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 :

$$\begin{aligned} &\text{➤ Rond lisse} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa situation accidentelle} \end{array} \right. \\ &\text{➤ Haute adhérence} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa situation accidentelle} \end{array} \right. \end{aligned}$$

- Allongement de rupture de l'acier : $\varepsilon_s=10\%$.

I.9 Règlement et les normes et logicielles utilisé :

a- Les règlements et normes utilisés : sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ✓ Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites). [3]
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

b- logiciel : La modélisation par éléments finis de cette projet en utilisant le logiciel Robot Autodesk version 2014

I.10 conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur.

Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Ce chapitre à concerner une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

II.1. Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II. 2.1. Les poutres :

✚ Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leur hauteur est

donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui, ($L_{max} = 490$ cm).

Donc : $\frac{490}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 49\text{cm} \Rightarrow \text{soit: } h_{pp} = 45\text{cm}.$

Pour la largeur (b) on prend : $b = 30\text{cm}.$

Sachant que b : largeur de la poutre.

Vérifications : Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \diamond b &\geq 20\text{cm} && \Rightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \diamond h_{pp} &\geq 30\text{cm} && \Rightarrow 45\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.} \\ \diamond \frac{h_{pp}}{B} &\leq 4 && \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.} \end{aligned}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(h \times b) = (45 \times 30) \text{ cm}^2.$

✚ **Les poutres secondaires :** Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on détermine leurs hauteurs avec la condition de flèche : $_{max} = 385 \text{ cm}.$

Donc : $\frac{385}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25,67\text{cm} \leq h_{pp} \leq 38,5\text{cm} \Rightarrow \text{soit: } h_{pp} = 35\text{cm}$

Pour la largeur (b) on prend : $b = 30\text{cm}.$

Sachant que b : largeur de la poutre.

Vérifications : Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow 30\text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$h_{pp} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow 35\text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{h_{pp}}{B} \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2.$

II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **CBA93 (Article B. 8. 2. 1)** Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

B : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton=1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers=1.15

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow 0 < \lambda \leq 500 \\ 6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration.

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

$$I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

D'après le **BAEL91** on pose : $\frac{A_s}{B_r} = 1\% \rightarrow A_s = B_r \times 0.01$

Vérification les recommandations de RPA99

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad \text{RPA99 / v2003 (art 7. 4. 1).}$$

h_e : Hauteur libre d'étage

$$h_{e \text{ rdc}} = 3,63$$

$$h_{e \text{ cour}} = 2,78 \text{ m}$$

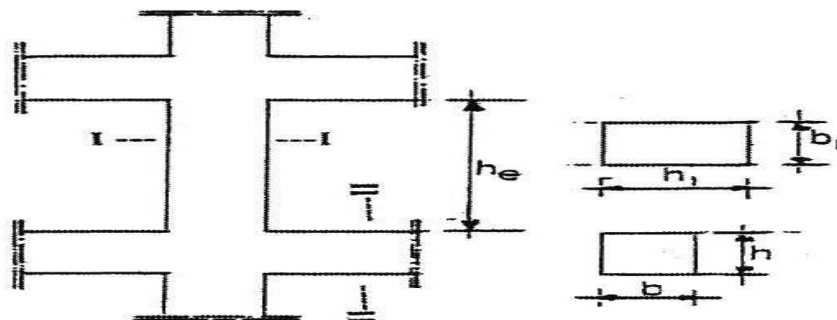


Fig. II.1 : Hauteur libre d'étage.

- Les sections des poteaux adoptées préalablement, et après avoir effectué la descente de charge. On vérifiant les recommandations de **RPA99** citées ci-dessus.

Tableau II.1. Sections préables des poteaux

Etage	Surface (cm ²)	Hauteur libre (cm)
RDC	45*40	3,63m
Etage courant	45*40	2,78m

II.2.2.1 Evaluation des charges et surcharges**➤ terrasse inaccessible****Tableau II.2 :** évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	0.85
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique(Liège)	0.040	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.8
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Forme de pente	0.100	2.20
Charger permanente		G= 6.33KN/ m²
Charger d'exploitation		Q=1KN/m²

➤ Plancher de l'étage courant :**Tableau II.3:** évaluation des charges de plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Sable fin	0.03	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.8
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Cloison de séparation	0.1	1
Charger permanente		G= 5.34 KN/ m²
Charger d'exploitation		Q=1.5 KN/ m²

➤ Dalle pleine étage courant :**Tableau II.4:**évaluation des charges de la dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.36
Plancher à dalle plein	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.20	0.20
Cloison de séparation	0.10	1.00
Charger permanente		G=6.11 KN/ m²
Charger d'exploitation		Q=1.5 KN/ m²

➤ **Plancher à dalle plein balcon :****Tableau II.6:**évaluation des charges de la dalle pleine (balcon).

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.36
Plancher à dalle plein	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.21	0.20
Cloisons internes	0.1	1
Charger permanente		G=6.11KN/ m²
Charger d'exploitation		Q=3.50KN/ m²

➤ **Dalle pleine autour de l'ascenseur****Tableau II.7:**évaluation des charges de la dalle pleine (l'ascenseur).

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	0.85
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Forme de pente	0.01	2.2
Isolation thermique(Liège)	0.04	0.16
Plancher à dalle plein	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.20	0.20
Charger permanente		G=7.28KN/ m²
Charger d'exploitation		Q=1kn/m²

➤ **Murs extérieurs (Doubles parois en briques creuses) :****Tableau II.8 :** évaluation des charges sur les murs extérieurs

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.1*9	0.9
Lame d'air	0.05	0
Briques creuses	0.15*9	1.35
Enduit de ciment	0.02	0.2
Charger permanente		G= 2.81 KN/m²

Les charges permanentes sur les murs intérieurs :**Tableau II.9 :** évaluation des charges sur les murs intérieurs

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	0.2
Briques creuses	0.1*9	0.9
Enduit de ciment	0.02	0.2
Charger permanente		G= 1.30 KN/m²

➤ **Les escaliers : La charge de la volée :**

Tableau II.10: évaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
poids propre de paillasse	0.20	4.24
Marches	0.17	2.125
carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Enduit de ciment	0.018	0.36
Garde-corps en maçonnerie	1 ml	1.62
Charger permanente		G=9.16KN/m²
Charger d'exploitation		Q=2.5KN/m²

➤ **La charge de palier :**

Tableau II.12 : évaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
poids propre de palier	0.20	5
Poids de carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Enduit de ciment	0.018	0.36
Charger permanente		G= 6.16KN/m²
Charger d'exploitation		Q=2.5KN/m²

➤ **La charge de l'acrotère :**

Tableau II.13 : Charge de l'acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Enduit ciment (KN/ml)	Total (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)
0.6	0.1	0.069	1.725	0.42	2.145

II.2.2.2 Descente de charge : La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le **DTR B.C. 2.2** charges permanentes est charges d'exploitation (**art 6.3**).

❖ **La loi de dégression des charges d'exploitation**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n
Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse inaccessible:..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Pour notre projet en applique la loi comme suit :

Etage 8: Q_0

Etage 7 : $Q_0 + Q_1$

Etage 6 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 5: $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 4 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Etage 2 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Etage 1 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

On effectuera la descente de charges pour le poteau comme la figure suivante montre.

Figure. II.2. Vue en plan d'identification de poteaux le plus sollicité. **Poteau « D2 » : voir la Figure.**

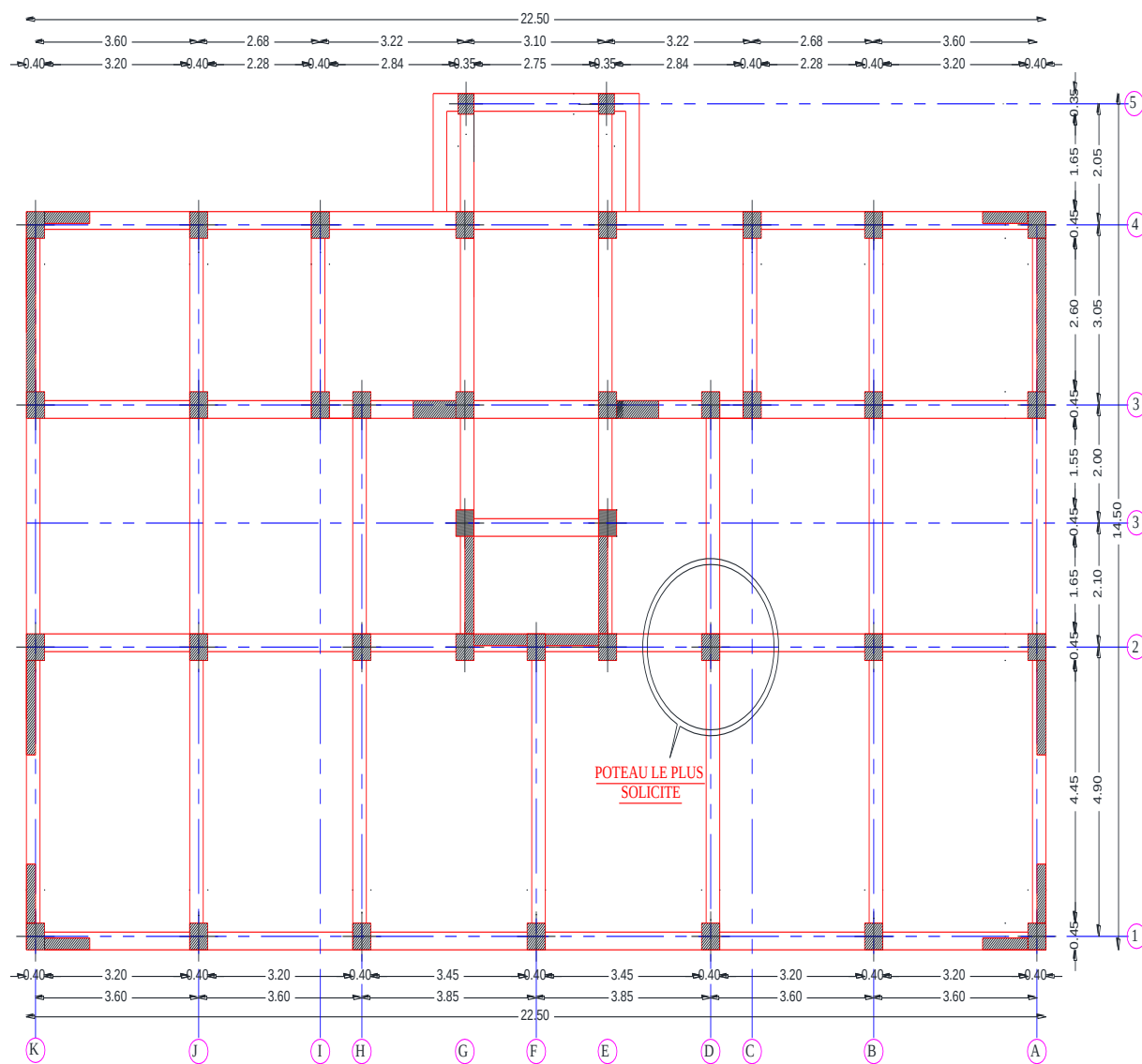


Figure. II.3. Poteau « D2 » de la descente de charges.

Calcul de la surface afférente

✓ Surface afferent : $S_{\text{afferent}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$

✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.

Niveau	S afférente (m2)	S poutres (m2)	S totale (m2)
Tous les niveau	11.052	2.022	13.07

Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P1 :

✓ Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Tableau II.15.: évaluation des charges sur les poteaux

Etage	Surface (cm2)	Hauteur libre (cm)	G (kn)
RDC	45*40	3.63	16.33
1 ^{ere}	45*40	2.78	12.51
2 ^{eme}	45*40		12.51
3 ^{eme}	45*40		12.51
4 ^{eme}	45*40		12.51
5 ^{eme}	45*40		12.51
6 ^{eme}	45*40		12.51
7 ^{eme}	45*40		12.51
Duplex	45*40		12.51

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.

Niveau	q (t/m2)	Q (t/m2)
Terrasse inaccessible	0.1	1.307
Etages 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1, RDC	0.15	1,9605

L'application de la loi de dégression

- les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. La loi de dégression pour le poteau P1.

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
N 1-1	- acrotère	0	
	- Plancher terrasse 13.07*6.33	82.73	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
	Surcharge d'exploitation		1.307
	TOTALE	104.98	1.307

N 2-2	- Revenant N1-1	104.98	
	- Plancher étage courant 5.34*13.07	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
	Surcharge d'exploitation		1,9605
	TOTALE	209,53	3,2675
N 3-3	- Revenant N2-2	209,53	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
	Surcharge d'exploitation		1,9605
	TOTALE	314.07	4.835
N 4-4	- Revenant N3-3	314.07	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
			1,9605
		418.62	6.600

N 5-5	- Revenant N4-4	418.62	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
N 6-6	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
			1,9605
		535.68	7.972
N 6-6	- Revenant N5-5	535.68	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
N 7-7	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
			1,9605
		640.23	9.149
N 7-7	- Revenant N6-6	640.23	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
N 7-7	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
			1,9605
		744.78	10.129

N8-8	- Revenant N7-7	744.78	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
	- Poteaux	12.51	
			1,9605
		849.33	11.050
N 9-9	- Revenant N8-8	849.33	
	- Plancher étage courant	69.79	
	- pp 0.3*0.45*25*4.2	14.18	
	- ps 0.3*.040*25*2.685	8.07	
	- Poteaux	12.51	
	- mur extérieur	0	
			1,9605
		953.87	12.128

Vérification de pré dimensionnement : L'effort normal ultime pour le poteau central

$$N_U = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_U = 1.35 \times 953.87 + 1.5 \times 121.28 \Rightarrow N_U = 3401.1195 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (art B.8.11)** majorer de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

$$N_U \times 1.1 = 1616.60 \text{ KN} \quad \sigma_{bc} = \frac{N_U}{B} \leq \bar{\sigma}_b.$$

Tableau II.19. Vérification de la résistance.

Niveau	N _U (MN)	B (m ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
RDC	1,61663741	0.18	8,98131896	14.2	Vérifiée
1^{ere} étage	1,44359091	0.18	8,01994948	14.2	Vérifiée
2^{ere} étage	1,27313226	0.18	7,07295701	14.2	Vérifiée
3^{ere} étage	1,10170317	0.18	6,12057316	14.2	Vérifiée
4^{ere} étage	0,92703925	0.18	5,15021806	14.2	Vérifiée
5^{ere} étage	0,73056316	0.18	4,05868421	14.2	Vérifiée
6^{ere} étage	0,54619476	0.18	3,03441536	14.2	Vérifiée
7^{ere} étage	0,3650612	0.18	2,02811776	14.2	Vérifiée
8^{ere} étage	0,17745798	0.18	0,98587766	14.2	Vérifiée

➤ Vérification du flambement :

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

B : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton=1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers=1.15

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration.

$$i = \sqrt{I/B} \quad ; \quad I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b \times h^3}{12}.$$

D'après le BAEL91 on pose : $\frac{A_s}{B_r} = 1\% \rightarrow A_s = B_r \times 0.01$

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux:

Niveau	N_u Maj (MN)	L_f (m)	λ	α	B_r calc (m ²)	B_r (m ²)	vérification
RDC	1,616	2,541	19,5606271	0,800	0,0883	0,1634	Vérifiée
1 ^{ere} étage	1,443	1,945	14,972617	0,819	0,0769	0,1634	Vérifiée
2 ^{ere} étage	1,273	1,945	14,972617	0,819	0,0678	0,1634	Vérifiée
3 ^{ere} étage	1,101	1,945	14,972617	0,819	0,0587	0,1634	Vérifiée
4 ^{ere} étage	0,927	1,945	14,972617	0,819	0,0494	0,1634	Vérifiée
5 ^{ere} étage	0,730	1,945	14,972617	0,819	0,0389	0,1634	Vérifiée
6 ^{ere} étage	0,546	1,945	14,972617	0,819	0,0291	0,1634	Vérifiée
7 ^{ere} étage	0,365	1,945	14,972617	0,819	0,0194	0,1634	Vérifiée
8 ^{ere} étage	0,177	0.18	0,98587766	0,819987874	0,0094	0,1634	Vérifiée

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

II.3.3. Les voiles

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux sisme et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants les conditions suivent :

- ❖ $e \geq 15\text{cm}$
- ❖ $e \geq h_e / 20$ **RPA99 / v2003**
- ❖ $L \geq 4 \times e$

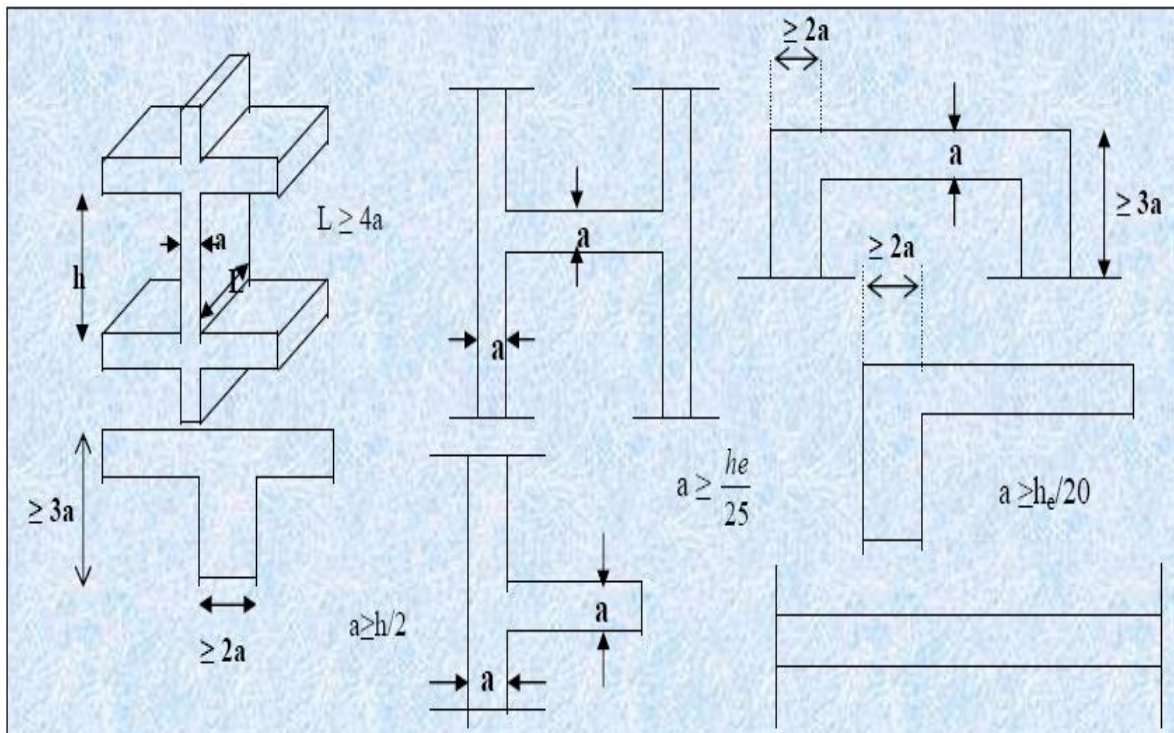


Fig. 0.4. Dimensions d'un voile

Pour le RDC et les étages courants

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \right] \dots\dots\dots e \geq \max [18.15; 15]$$

Soit: $e = 20\text{cm}$ *pour RDC et les étage courant*

II.4. Conclusion : D'après le pré-dimensionnement des éléments structuraux nous avons adopté les sections suivantes qui vérifient les conditions :

- ❖ Poutres principales (30x45) cm^2
- ❖ Poutres secondaires (30x40) cm^2
- ❖ Poteau de RDC (45x40) cm^2
- ❖ Poteau de l'étage courant (45x40)
- ❖ Voile RDC et les étage courant $e = 20\text{cm}$

III.1. Introduction : La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : les éléments structuraux et non-structuraux. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement l'étude des éléments non-structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III.2. Les planchers en corps creux : Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

➤ **Disposition des poutrelles**

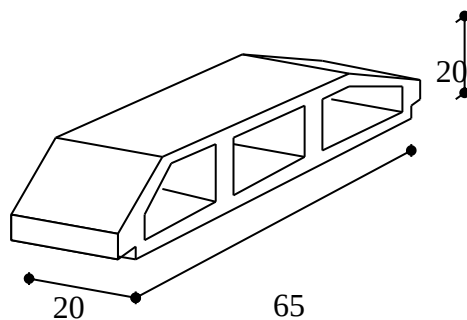


Figure IV.6 : Corps Creux

III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

• **Définition :** Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

✓ L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B. 6. 8. 4. 2. 4) .}$$

$$ht : \frac{L_x}{22.5} \leq ht \leq \frac{L_x}{15} \dots \dots \dots \text{Selon BAEL 91}$$

L_x : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$L_x = 365 \text{ cm}$

ht : Hauteur totale du plancher. On suppose que poteaux sont $(45 \times 40) \text{ cm}^2$.

$$ht \geq \frac{365}{22.5} = 16.22 \text{ et } ht \leq \frac{365}{15} = 24.33 \text{ cm donc on choisit } \Rightarrow \text{ht} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de : $ht = d = 16 \text{ cm}$: l'épaisseur de corps creux.

$e = 4 \text{ cm}$: la dalle de compression.

Donc, on adopte un plancher à corps creux (16+4) cm.

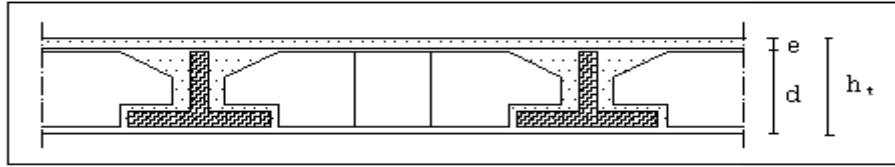


Figure III.2 Planché à corps creux.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.1).

Détermination de la largeur de la table de compression :

- L_x : Désigne la plus grande dimension entre nus de nervures. $L_x = 365 \text{ cm}$
- Distance entre nus de deux nervures (L_0) $L_0 = 55 \text{ cm}$
- h_0 : La hauteur de la dalle de compression: $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- b_0 : largeur de la poutrelle:
- $0.3 ht \leq b_0 \leq 0.5 ht \Rightarrow 0.3 \cdot 20 \leq b_0 \leq 0.5 \cdot 20 \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$.
On choisit $b_0 = 10 \text{ cm}$
- b_1 **Le largeur des débords** : $b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L_x}{10} \right\} \Rightarrow b_1 = \min \{ 27.5, 36.5 \}$
 $\Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$.
- b : largeur efficace: Soit $\Rightarrow b = 10 + 2 \cdot 27.5 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$, $d = 0.9ht \Rightarrow d = 18 \text{ cm}$

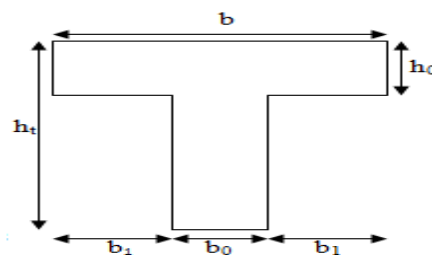


Figure III.3 Vue en coupe d'une poutrelle.

III.2.2 Etude de plancher en corps creux

III 2.2.1 Introduction : Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter.

Les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux Fonctions principales sont :

- * Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.
- * Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

III 2.2.2 Classification des planchers : Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- ⇒ Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.
- ⇒ Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.
- ⇒ Plancher à « hourdis creux » (corps creux).
- ⇒ Plancher champignon et plancher dalles.

III 2.2.3 Justification du choix de type de plancher terrasse et étage courant « corps creux » : Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages les raisons de choix sont :

- Il présente l'avantage d'être léger et très économique.
- Absence de charges concentrées importantes.
- Bonne isolation thermique et acoustique.
- Exécution simple.

Ce type de plancher se compose de :

- un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.
- Les poutrelles principales reçoivent les poutres et reposent sur des murs en maçonnerie ou sur des paliers.

III 2.2.4 Les méthodes de calcul :

a. Méthode forfaitaire (MF) : BAEL.91 [art.L.III.2]

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min (2G, 5KN/m^2)$.
- Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1, 25.
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

- l'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position.
- **Principe de la méthode :**
- ✓ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » ;
- ✓ M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- ✓ M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée ;
- ✓ α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$; Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1-M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ;}$$

$$2-M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive ;}$$

$$3-M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire ; (Car elles ne sont pas exposées aux intempéries)}$$

III.1.2.4.1 Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de poutrelles :

$qu = (1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.15 \text{ KN/ml}$; $qs = (5.34 + 1.5) \times 0.65 = 4.45 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul des moments isostatique :** Le tableau suivant résume les moments en travées

Tableau III.12. Les moments isostatiques max en travées

Travée M_0	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS) (KN.m)
AB	9,963	7,209
BC	9,963	7,209
CD	11.394	8.245
DE	11.394	8.245
EF	9,963	7,209
FG	9,963	7,209

• **Moments aux appuis :**

$M_A = M_G = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$).

✓ **A ELU :**

$$M_A = M_G = -0,15 * \max(M_{0AB}; M_{0FG}) = -0,15 \times (9,963; 9,963) = -1.494 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = -0.5 \times \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -0.5 \times (9,963; 9,963) = -4,9815 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_E = -0.4 \times \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = -0.4 \times (9,963; 11.394) = -4,5576 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = -0.4 \times (11.394; 11.394) = -4,5576 \text{ KN.m.}$$

✓ **A ELS :**

$$M_A = M_G = -0,15 * \max(M_{0AB}; M_{0FG}) = -0,15 \times \max(7,209; 7,209) = -1,081 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = -0.5 \times \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -0.5 \times \max(7,209; 7,209) = -3.604 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_E = -0.4 \times \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = -0.4 \times \max(7,209; 8.245) = -3.298 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -0.4 \times \max(M_{0CD}; M_{0DE}) = -0.4 \times (8.245; 8.245) = -3.298 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments en travées A ELU :**

➤ **Travée AB et GF(rive):**

$$\text{➤ } 1 - M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ; (1).}$$

$$\text{➤ } 2 - M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive ; (2).}$$

$$\alpha = \frac{q}{G + q} = 0,219$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,219) = 1,065$$

$$(1,2 + 0,3\alpha)/2 = 0,632$$

$$M_t + \frac{0 + 4,9815}{2} \geq 1.065 \times 9,963 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq 0,632 \times 9,963 \dots \dots \dots (2).$$

$$M_t \geq 8.119 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 6.296 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(8.119; 6.296).$$

$$M_t(AB) = M_t(FG) = 8.119 \text{ KN.m}$$

➤ **TravéeBC et EF(intermédiaire):**

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ; (1).}$$

$$3- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire (3).}$$

$$M_t + \frac{4,5576 + 4,9815}{2} \geq 1.065 \times 9,963 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq 0,5325 \times 9,963 \dots \dots \dots (3).$$

$$M_t \geq 5.845 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 5.30 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$$

$$M_t = \max (5.845; 5.30).$$

$$M_t(\text{BC}) = M_t(\text{EF}) = 5.845 \text{ KN.m.}$$

➤ **TravéeCD et DE(intermédiaire):**

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ; (1).}$$

$$3- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire (3).}$$

$$M_t + \frac{4,5576 + 4,5576}{2} \geq 1.065 \times 11.394 \dots \dots \dots (1).$$

$$M_t \geq 0,5325 \times 11.394 \dots \dots \dots (3).$$

$$M_t \geq 7,577 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 6.067 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3)$$

$$M_t = \max (7,577; 6.067).$$

$$M_t(\text{CD}) = M_t(\text{DE}) = 7,577 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments en travées A ELS :**

➤ **Travée AB et GF(rive):**

$$➤ 1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ; (1).}$$

$$➤ 2- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive ; (2).}$$

$$\alpha = \frac{q}{G + q} = 0,219$$

$$(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,219) = 1,065$$

$$(1,2 + 0,3\alpha)/2 = 0,632$$

$$Mt + \frac{0 + 3,604}{2} \geq 1,065 \times 7,209 \dots \dots \dots (1).$$

$$Mt \geq 0,632 \times 7,209 \dots \dots \dots (2).$$

$$Mt \geq 5,875 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt \geq 4,556 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$Mt = \max(5,875 ; 4,556).$$

$$Mt(AB) = Mt(FG) = 5,875 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC et EF(intermédiaire):**

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ; } \dots \dots \dots (1).$$

$$3- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire } \dots \dots \dots (3).$$

$$Mt + \frac{3,604 + 3,298}{2} \geq 1,065 \times 7,209 \dots \dots \dots (1).$$

$$Mt \geq 0,5325 \times 7,209 \dots \dots \dots (3).$$

$$Mt \geq 4,226 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1).$$

$$Mt \geq 3,838 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3).$$

$$Mt = \max(4,226; 3,838) \text{ KN.}$$

$$Mt(BC) = Mt(EF) = 4,226 \text{ KN.m.}$$

➤ **Travée CD et DE(intermédiaire):**

$$1- M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{array} \right. \quad \text{Dans le cas général ; } \dots \dots \dots (1).$$

$$3- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire } \dots \dots \dots (3).$$

$$Mt + \frac{3,298 + 3,298}{2} \geq 1,065 \times 8,245 \dots \dots \dots (1).$$

$$Mt \geq 0,5325 \times 8,245 \dots \dots \dots (3).$$

$$Mt \geq 5,482 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1).$$

$$Mt \geq 4,390 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (3).$$

$$Mt = \max (5.482; 4.390).$$

$$Mt(CD) = Mt(DE) = 5.482 \text{ KN. m.}$$

• **Effort tranchant :**

⇒ **A ELU :**

$$V_0 = \frac{q_u \times L}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.15 \times 3.6}{2} = 11.07 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times \frac{6.15 \times 3.6}{2} = -12.17 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.15 \times 3.6}{2} = 12.17 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{6.15 \times 3.6}{2} = -12.17 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.15 \times 3.85}{2} = 13.02 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times \frac{6.15 \times 3.85}{2} = -13.02 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = 1.1 \times \frac{6.15 \times 3.85}{2} = 13.02 \text{ KN}$$

$$V_E = -1.1 \times \frac{6.15 \times 3.85}{2} = -13.02 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = 1.1 \times \frac{6.15 \times 3.6}{2} = 12.17 \text{ KN}$$

$$V_F = -1.1 \times \frac{6.15 \times 3.6}{2} = -12.17 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$V_E = 1.1 \times \frac{6.15 \times 3.6}{2} = 12.17 \text{ KN}$$

$$V_F = \frac{6.15 \times 3.6}{2} = -11.07 \text{ KN}$$

Effort tranchant : $\Rightarrow$ **A ELS :**

$$V_0 = \frac{qu \times L}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{4.45 \times 3.6}{2} = 8.01 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = -8.81 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$V_B = 1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = 8.81 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = -8.81 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = 1.1 \times \frac{4.45 \times 3.85}{2} = 9.42 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times \frac{4.45 \times 3.85}{2} = -9.42 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_D = 1.1 \times \frac{4.45 \times 3.85}{2} = 9.42 \text{ KN}$$

$$V_E = -1.1 \times \frac{4.45 \times 3.85}{2} = -9.42 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_E = 1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = 8.81 \text{ KN}$$

$$V_F = -1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = -8.81 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$V_E = 1.1 \times \frac{4.45 \times 3.6}{2} = 8.81 \text{ KN}$$

$$V_F = \frac{4.45 \times 3.6}{2} = -8.01 \text{ KN.}$$

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
TYPE01	AB	3.6	6.15	9,963	0	-4.981	8.119	11.07	-12.17
	BC	3.6	6.15	9,963	-4.981	-4.557	5.845	12.17	-12.17
	CD	3.85	6.15	11.394	-4.557	-4.557	7,577	13.02	-13.02
	DE	3.85	6.15	11.394	-4.557	-4.557	7,577	13.02	-13.02
	EF	3.6	6.15	9,963	-4.557	-4.981	5.845	12.17	-12.17
	FG	3.6	6.15	9,963	-4.981	0	8.119	12.17	-11.07

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
TYPE01	AB	3.6	4.45	7,209	0	-3.604	5.875	8.01	-8.81
	BC	3.6	4.45	7,209	-3.604	-3.298	4.226	8.81	-8.81
	CD	3.85	4.45	8.245	-3.298	-3.298	5.482	9.42	-9.42
	DE	3.85	4.45	8.245	-3.298	-3.298	5.482	9.42	-9.42
	EF	3.6	4.45	7,209	-3.298	-3.604	4.226	8.81	-8.81
	FG	3.6	4.45	7,209	-3.604	0	5.875	8.81	-8.01

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
TYPE02	AB	3.6	6.53	10.57	0	-6.045	8.076	11.75	-12.92
	BC	3.85	6.53	12.09	-6.045	-4.836	7.254	13.82	-13.82
	CD	3.85	6.53	12.09	-4.836	-6.045	7.254	13.82	-13.82
	DE	3.6	6.53	10.57	-6.045	0	8.076	12.92	-11.75

Tableau III.3. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
TYPE02	AB	3.6	4.76	7.71	0	-4.409	5.891	8.56	-9.424
	BC	3.85	4.76	8.81	-4.409	-3.527	5.282	10.07	-10.07
	CD	3.85	4.76	8.81	-3.527	-4.409	5.282	10.07	-10.07
	DE	3.6	4.76	7.71	-4.409	0	5.891	9.424	-8.56

III.2.2.4.2-Méthode Caquot : Dans ce type de poutrelle, on voit que :

$L_i/l_{i+1} = 2.3/3.6 = 0,63 \notin [0,8 ; 1,25] \Rightarrow$ On applique la méthode de Caquot minorée. On minore G de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à G pour le calcul des moments en travées.

Calcul des sollicitations :

$$G' = (2/3) * G$$

$$G' = (2/3) \times 6.33 = 4.22 \text{ KN/m}^2$$

$$qu' = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times 0.65 = (1.35 \times 4.22 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.678 \text{ KN/m}$$

$$qs' = (G' + Q) \times 0.65 = (4.22 + 1.5) \times 0.65 = 3.393 \text{ KN/m.}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = q \frac{L^2}{8}$$

$$M_0^{\text{ELU}} = \max \left(qu' \frac{L^2}{8}; qs' \frac{L^2}{8} \right) = \left(4.678 \frac{2.3^2}{8}; 3.393 \frac{3.6^2}{8} \right) = 7.578 \text{ KN.m. (ELU)}$$

$$M_0^{\text{ELS}} = \max \left(qs' \frac{L^2}{8}; qu' \frac{L^2}{8} \right) = \left(3.393 \frac{2.3^2}{8}; 4.678 \frac{3.6^2}{8} \right) = 5.49 \text{ KN.m. (ELS)}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$M_A = M_C = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$).

⇒ **Calcul des moments aux appuis ELU :**

$$M_A = M_C = -0.15 \cdot M_0^{\text{ELU}} = -0.15 \cdot 7.578 = -1.136 \text{ kN.m.}$$

$$M_B = -\frac{pg \cdot L'g^3 + pd \cdot L'd^3}{8.5 (L'g + L'd)} = -\frac{4.678 \cdot (2.3^3 + 3.6^3)}{8.5 (2.3 + 3.6)} = -5.487 \text{ kN.m.}$$

⇒ **Calcul des moments aux appuis ELS :**

$$M_A = M_C = -0.15 \cdot M_0^{\text{ELS}} = -0.15 \cdot 5.49 = -0.824 \text{ kN.m.}$$

$$M_B = -\frac{pg \cdot L'g^3 + pd \cdot L'd^3}{8.5 (L'g + L'd)} = -\frac{3.393 \cdot (2.3^3 + 3.6^3)}{8.5 (2.3 + 3.6)} = -3.979 \text{ kN.m.}$$

➤ **Calcul des moments en travées A ELU :**

Et le moment en travée calcule par :

Charge uniforme : $M(x) = M_0(x) + M_w (1-x/l) + M_e(x/l)$

Avec : $M_0(x) = (ql/2)x - qx^2/2 = qx/2(l-x)$

$$x = l/2 - (M_g - M_d)/q \cdot l.$$

⇒ **Travée A-B :**

$$x = (2.3/2) - (0 + 5.487)/4.678 \cdot 2.3 = 0.64 \text{ m}$$

$$M_0(x) = (4.678 \cdot 0.64)/2 \cdot (2.3 - 0.64) = 2.484 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 2.484 + (-5.487 \cdot (0.64/2.3)) = 0.957 \text{ KN.m}$$

⇒ **Travée B-C :**

$$x = 3.6/2 - (-5.487 / (4.678 * 3.6)) = 2.125.$$

$$MO(x) = (4.678 * 2.125) / 2 * (3.6 - 2.125) = 7.327 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 7.327 + (-5.487) * (1 - (2.125 / 3.6)) = 5.078 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées A ELS :**

⇒ **Travée A-B :**

$$x = (2.3/2) - (0 + 3.979) / (3.393 * 2.3) = 0.64 \text{ m}$$

$$MO(x) = (3.393 * 0.64) / 2 * (2.3 - 0.64) = 1.80 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 1.8 + (-3.979 * (0.64 / 2.3)) = 0.69 \text{ KN.m}$$

⇒ **Travée B-C :**

$$x = 3.6/2 - (-3.979 / (3.393 * 3.6)) = 2.125.$$

$$MO(x) = (3.393 * 2.125) / 2 * (3.6 - 2.125) = 5.317 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 5.317 + (-3.979) * (1 - (2.125 / 3.6)) = 3.686 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = (\pm q * l / 2) + (Md - Mg) / l.$$

➤ **A ELU :**

⇒ **Travée A-B :**

$$VA = (4.678 * 2.3 / 2) + (-5.487 - 0) / 2.3 = 2.99 \text{ KN}$$

$$VB = -(4.678 * 2.3 / 2) + (-5.487 - 0) / 2.3 = -7.76 \text{ KN}$$

⇒ **Travée B-C :**

$$VB = (4.678 * 3.6 / 2) + (0 + 5.487) / 3.6 = 9.98 \text{ KN}$$

$$VC = -(4.678 * 3.6 / 2) + (0 + 5.487) / 3.6 = -6.85 \text{ KN.}$$

➤ **A ELS :**

⇒ **Travée A-B :**

$$VA = (3.393 * 2.3 / 2) + (-3.979 - 0) / 2.3 = 2.17 \text{ KN}$$

$$VB = -(3.393 * 2.3 / 2) + (-3.979 - 0) / 2.3 = -5.63 \text{ KN}$$

⇒ **Travée B-C :**

$$VB = (3.393 * 3.6 / 2) + (0 + 3.979) / 3.6 = 7.21 \text{ KN}$$

$$VC = -(3.393 * 3.6 / 2) + (0 + 3.979) / 3.6 = -5.00 \text{ KN.}$$

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage terrasse (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qu' (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
TYPE03	AB	2.3	4.678	7.578	0	-5.487	0.957	2.99	-7.76
	BC	3.6	4.678	7.578	-5.487	0	5.078	-6.85	-13.82

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage terrasse (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	qs' (KN/m)	M0 (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
TYPE03	AB	2.3	3.393	5.49	0	-3.979	0.957	2.99	-7.76
	BC	3.6	3.393	5.49	-3.979	0	5.078	-6.85	-13.82

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4).

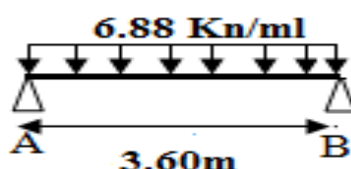
Type de poutrelle	Travée	L(m)	qu' (KN/m)	M0(KN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)	Mt(KN.m)	Vg(KN)	Vd(KN)
TYPE04	AB	2.3	4.586	3.032	0	-3.75	1.445	3.64	-6.90
	BC	3.6	4.586	7.429	-3.75	-4.47	3.33	8.05	-8.45
	CD	3.6	4.586	7.429	-4.47	0	5.348	9.49	-7.01

Tableau III.13. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
TYPE04	AB	2.3	3.289	2.174	0	-2.69	1.03	2.61	-4.95
	BC	3.6	3.289	5.328	-2.69	-3.20	2.38	5.77	-5.98
	CD	3.6	3.289	5.328	-3.20	0	3.84	5.03	-6.80

III.2.2.4.3 Méthode RDM :

On applique la méthode de la RDM pour type de poutrelle type 04



Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
TYPE05	AB	3.6	6.53	10.57	0	0	10.57	11.75	-11.75

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
TYPE05	AB	3.6	4.76	7.71	0	0	7.71	8.56	-8.56

5) Ferrailage :

Toutes les poutrelles vont être ferrillées avec les sollicitations maximales suivantes :

$$M_t = 10.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.int} = -6.0451 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.r.} = -1.49 \text{ KN.m}$$

$$V=13.82 \text{ KN}$$

➤ **En travée :**

$$\text{ELU } M_{t \max}=10.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS } M_{t \max}=7.71 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{Tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0 / 2)$$

✓ Si $M_u < M_{Tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression.

On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{Tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{Tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times (0,18 - 0,02) = 0,05890 \text{ MN.m} = 58,907 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10.57 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 58.90 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.57 \cdot 10^{-3}}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.16} = 0.035 \quad / \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.16$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \text{ alors Pivot A} \quad \epsilon_{st} = 10_{0/00}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 10.57 / 7.71 = 1.37$$

Formule approchée pour FeE400 et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPA}$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_{c28} / \theta) - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.2397$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \leq \mu_{lu} = 0.2397 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée (A}'=0)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.044$$

$$A_u = \frac{0.8 \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / 1.15} = \frac{0.8 \times 0.044 \times 65 \times 18 \times 14.16}{400 / 1.15} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = [0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = [0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400}] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \leq A_{calculée} = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA10+1HA12 avec $A_s = 2.7 \text{ cm}^2$

➤ Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc

le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_{a \text{ int}} = 6.045 \text{ KN.m} < M T u = 58.90 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.045 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot 0.18^2 \cdot 14.16} = 0.131 / f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.16$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 6.045 / 4.409 = 1.37$$

Formule approchée pour f_{eE400} et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPA}$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_{c28} / \theta) - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.2397$$

$$\mu_{bu} = 0.131 \leq \mu_{lu} = 0.2397 \Rightarrow \text{Pivot A; } \epsilon_{st} = 10 \text{ } ^\circ / \text{ } ^\circ \Rightarrow \text{pas d'armature comprime (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.176$$

$$A_u = \frac{0.8 \alpha \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / 1.15} = \frac{0.8 \cdot 0.176 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 14.16}{400 / 1.15} = 1.03 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = [0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = 0.22 \text{ cm}^2 \leq A_{calculée} = 1.03 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

On opte pour **1HA10** avec $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$.

➤ Appuis de rive :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc

le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_{ar} = 1.49 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 58.90 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.49 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot 0.18^2 \cdot 14.16} = 0.032 / f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.494 / 1.081 = 1.38$$

Formule approchée pour FeE400 et Fc28 ≤ 30 MPA

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_{c28} / \theta) - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3959$$

$$\mu_{bu} = 0.032 \leq \mu_{lu} = 0.3959 \Rightarrow \text{Pivot A; } \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \text{pas d'armature comprime (A'=0)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$A_u = \frac{0.8 \alpha \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / 1.15} = \frac{0.8 \times 0.04 \times 10 \times 18 \times 14.16}{400 / 1.15} = 0.23 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right] \leq A_{calculée}$$

$A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2 \leq A_{calculée} = 0.23 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

On opte pour **1HA10** avec $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$.

Vérifications à ELU :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0, 2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = \min [0, 2 \times 251,5; 5 \text{ MPA}] = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V_{max} = 12,92 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{12,92 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,717 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Ferraillage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L \right]$$

Φ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{200}{35}; \frac{10}{10}; 12 \right] = 5,71 \text{ mm donc on opte pour } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Un étrier Φ_6 qui donne une section d'armatures transversales $A_t = 2\Phi_6 = 0,28 \text{ cm}^2$

Espacement S_t :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions

Suivantes:

$$1) S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times K)}; \quad \text{CBA93 (Art A. 5.1.2.2)}$$

$$2) S_t \leq \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}$$

- Flexion simple.
- Fissuration peut nuisible $K=1$.
- Pas de reprise de bétonnage.

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

$$1) S_t \leq 0.57 \times \frac{0.8 \times 400 \times 10^{-3} \times (\sin 90 + \cos 90)}{0.1 \times (0.717 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 32 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \min (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ donc on opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{((b-b_0)/2) \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (ArtA. 5.3.2)}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{\left(\frac{0.65-0.1}{2} \right) \times 12.92 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.04} \leq \bar{\tau}_u = 0.66 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$

$$A_l = 2HA10 + 1HA12 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors que } \gamma_s \times V_u / f_e = 1.15 \times 18.786 \times 10^{-3} / 400 = 0.37 \text{ cm}^2$$

Donc $A_l > 0.37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

Appuis intermédiaire : $|F_c| > |V_u|$

$$F_c = M_u / 0.9d = -37.31 \text{ KN. Donc : } |F_c| = 37.31 > |V_u| = 12.92$$

Donc les A_{lint} ne sont pas soumises à aucune effort de traction.

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{ m}$$

$$0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN}$$

$$V_u = 12,92KN < 108,172KN \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Vérifications à l'ELS: les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation

Les sollicitations :

$$M_t = 10.811KN.m$$

$$M_{aint} = 7.85KN.m$$

$$M_{ari} = 1.47KN.m$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{0.65 \times (0.04)^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$= 0.454 \times 10^{-4}m$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression), donc on calcule avec une section rectangulaire $b \times h$).

$$\frac{b}{2} \times y^2 - 15 \times A_{sl} \times (d - y) = 32.5y^2 + 40.5y - 931.5 = 0$$

Après résolution de l'équation : $y = 4.77cm$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{sl} \times (d - y)^2 I = 15810.99cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{7.71 \times 10^{-3}}{15810.99 \times 10^{-8}} \times 4.77 \times 10^{-2} = 3.26MPa$$

Donc $\sigma_{bc} = 3.26MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

Aux appuis intermédiaires:

$M_s = -6.045KN.M \Rightarrow$ le calcul se fait pour une $(b_0 \times h)$

Position de l'axe neutre :

Calcul de y :

$$b y^2 - 15 \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$5 \times y^2 + 23.55y - 541.65 = 0 \text{ donc } y = 8.31 \text{ cm}$$

Calcul de I:

$$I = b \times y^3 + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2$$

$$I = 10 \times 8.31^3 + 15 \times 1.57 \times (23 - 8.31)^2 = 6994.85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_s / I \times y$$

$$\sigma_{bc} = M_s / I \times y$$

$$\sigma_{bc} = 7.856994.85 \times 10^{-8} \times 10^{-3} \times 8.31 \times 10^{-2} = 9.32 \text{ MPA}$$

Donc $\sigma_{bc} = 9.32 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$ condition vérifier.

• **Etat limite de déformation :** (Art A.4.6.1 [1]).

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche :

Tout élément fléchit doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL et de CBA93 stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\triangleright h/L \geq 1/16$$

$$\triangleright h/L \geq M_t / 10 \times M_0$$

$$\triangleright A_{b0} \times d \leq 4.2 f_e$$

h : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique de cette travée.

A : Section des armatures choisies.

On a :

$$hL=25480=0.052 < 116=0.0625$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{1500}{480500}$$

$$= 0.96 \text{ cm.}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en oeuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0. (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

• Propriété de la section :

$$y = 4.77 \text{ cm}, I = 15810.99 \text{ cm}^4$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = b_0 \times h_2 + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')$$

$$(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})$$

$$= 5.02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = b \times v^3 + b_0(h - v)^3 - (b - b_0) \times (v - h_0)^3 + 15 \times A_{st}(d - v)^2 + 15A_{sc}(v - d')^2$$

$$I_0 = 3457.6 \text{ cm}^4$$

$$\rho = A_s b_0 \times d \Rightarrow \rho = 0.0098$$

• Calcul des déformations E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \times \sqrt{f_{c283}}$$

$$E_i = 32456.5969 \text{ MPA} \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton}$$

$$E_v = E_i 3$$

$$E_v = 10818.8656 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

• Contraintes :

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times M_{jser} \times (d - y) I$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times M_{gser} \times (d - y) I$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times M_{pser} \times (d - y) I$$

• Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - 1.75 \times f_{t28}$$

$$4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}$$

$$\mu_g = 1 - 1.75 \times f_{t28} 4 \times \rho \times \sigma_{gj} + f_{t28}$$

$$\mu_p = 1 - 1.75 \times f_{t28} 4 \times \rho \times \sigma_{pj} + f_{t28}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fij} = 1.1 \times I_0 1 + \lambda_i \times \mu_j$$

$$; I_{fig} = 1.1 \times I_0 1 + \lambda_i \times \mu_g$$

$$; I_{fip} = 1.1 \times I_0 1 + \lambda_i \times \mu_p$$

$$; I_{fvg} = 1.1 \times I_0 1 + \lambda_v \times \mu_g$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = M_{jser} \times L^2 10 \times E_i \times I_{fij}$$

$$; f_{gi} = M_{gser} \times L^2 10 \times E_i \times I_{fig}$$

$$; f_{pi} = M_{pser} \times L^2 10 \times E_i \times I_{fip}$$

;

$$f_{gv} = M_{gser} \times L^2 10 \times E_v \times I_{fvg}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.05 = 1.98 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 6.73 = 4.37 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (6.73 + 1) = 5.02 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times q_{jser} \times l_2^2$$

$$= 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times q_{gser} \times l_2^2$$

$$= 7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times q_{pser} \times l_2^2$$

$$= 8.13 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = 0.05 \times b \times f_{t28} (2b + 3b_0) \times \rho$$

$$= 4.34$$

$$\lambda_v = 25 \times \lambda_i = 1.73$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times M_{jser} \times (d - y) / I$$

$$= 65.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times M_{gser} \times (d - y) / I$$

$$= 145.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times M_{pser} \times (d - y) / I$$

$$= 167.11 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.216 > 0$$

$$\mu_g = 0.529 > 0$$

$$\mu_p = 0.576 > 0$$

$$I_{fij} = 0.00019605 \text{ m}^4$$

$$I_{fvj} = 0.0002764 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = 0.0011524 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = 0.00019807 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = 0.00010865 \text{ m}^4$$

$$I_{fvp} = 0.00019014 \text{ m}^4$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$E_i = 32456.596 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 7.6111 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = 1.161 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 5.313 \text{ mm}$$

$$f_{jv} = 4.36 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7.402 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 7.402 \text{ mm} < 9.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ flèche vérifiée.}$$

III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

$$A_{\perp} = 4 \times l o f_e = 4 \times 65235 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{ CBA93 (B. 6. 8. 4. 2. 3)}$$

$$5TS6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.652 / 2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$3TS6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2$ On opte pour un T.S ϕ_5 (150 x 150) pour la facilité de la mise en œuvre.

$$S_{t\perp} = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$S_{t\parallel} = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3. Les dalles pleines :

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 3 ou 4 appuis. Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

• Résistance à la flexion:

✓ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles : $\geq L_x/20$.

✓ Dalle reposant sur trois appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour $(\rho \leq 0.4)$.

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour $(\rho > 0.4)$.

Avec: $\rho = L_x/L_y$.

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

L_y : est la grande portée du panneau.

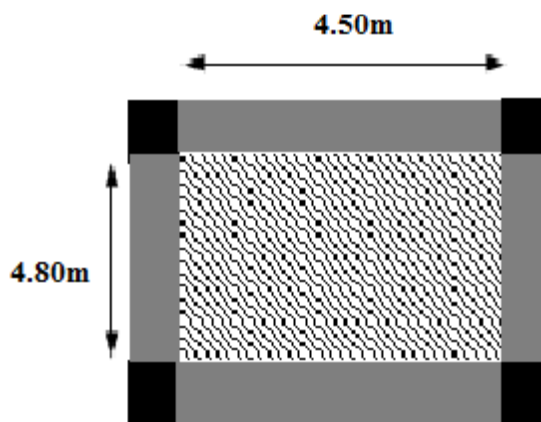
• **Résistance au feu :**

- ✓ $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe – feu.
- ✓ $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe – feu. (CBA93).
- ✓ $e \geq 11\text{cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

Avec e : épaisseur de la dalle pleine.

Dans ce projet on distingue deux types de dalle pleine.

➤ **Dalle pleine sur quatre appuis**



Méthode de calcul

III.3.2 Etude des dalles pleines

III.3.2.1. Dalle sur quatre appuis

-Type 01 (étages 1 à 8)

$G = 6.11 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 15\text{cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 290/300 = 0.966 > 0.4.$$

La dalle porte dans les deux sens (flexion principale suivant l_x et l_y).

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$$

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

$$G = 6.15 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 1.5 = 10.49 \text{ KN/m.}$$

$$qs = G + Q = 6.11 + 1.5 = 7.61 \text{ KN/m.}$$

➤ On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite :

$$M_o^x = \mu x \times qu \times lx^2$$

$$M_o^y = \mu y \times Mx$$

$$\mu x = 0.0401$$

$$\mu y = 0.9092 \dots \dots \dots (\text{Annexes II})$$

b) Calcul a l'ELU

Moment isostatique:

$$M_o^x = 0.0401 \times 10.49 \times 2.9^2 = 3.537 \text{ KN.m}$$

$$M_o^y = 0.9092 \times 3.537 = 3.215 \text{ KN.m}$$

-Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 3.581 = 3.006 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.89 = 2.732 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 3.006 = -1.503 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 2.73 = -1.365 \text{ KN.m}$$

$$M_{a\max} = -1.503 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10.49 \times 2.9 \times 3}{2 \times 2.9 + 3} = 18.73 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{q_u L_x}{3} = 10.14 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 18.73 \text{ kN}$$

Le ferrailage :

$$\Phi = \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm} . \text{ Soit } \Phi = 12\text{mm}$$

On prend l'enrobage « c' = 2cm » (fissuration peu nuisible)

$$\text{Le sens x-x : } dx = e - \frac{\Phi}{2} - c' \Rightarrow dx = 12.40\text{cm}.$$

$$\text{Le sens y-y: } dy = dx - \Phi \Rightarrow dy = 11.20\text{cm}.$$

(Utilisation des organigrammes de la flexion simple d'une poutre (b = 1m × h)

En travée :**Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.006 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 16.66} = 0.0117 < \mu_l = 0.4799 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.1859 \text{ alors Pivot A} \quad \epsilon_{st} = 100/1000$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0149$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.32\text{cm}.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \times f_{st}} = \frac{3.044 \times 10^{-3}}{0.1293 \times 348} = 0.71\text{cm}^2.$$

Condition non fragilité :

$$A_{x \min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho = 0.96 > 0.4$$

$$e = 15\text{cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_{x \min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.96) \times 100 \times 15 = 1.224\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{x \min} > A_{tx} \Rightarrow \text{soit } A_s = 5HA10/\text{ml} = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$$

Sens y-y :

De la même manière en trouve :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.732 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.16} = 0.097 < \mu_l = 0.4799 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.1859 \text{ alors Pivot A} \quad \epsilon_{st} = 10_{0/00}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0121$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.93 \text{ cm.}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.732 \times 10^{-3}}{0.1293 \times 348} = 0.607 \text{ cm}^2.$$

Condition non fragilité :

$$\rho = 0.96 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y \min} > A_{ty} \Rightarrow \text{soit } A_s = 5HA10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.503 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.16} = 0.006 < \mu_l = 0.4799 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.1859 \text{ alors Pivot A} \quad \epsilon_{st} = 10_{0/00}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0066$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 12.96 \text{ cm.}$$

$$A_{ax} = A_{ay} = \frac{M_{ax}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.503 \times 10^{-3}}{0.1293 \times 348} = 0.333 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho = 0.96 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_{a\min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.96) \times 100 \times 15 = 1.224 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{a\min} > A_{ay} \Rightarrow \text{soit } A_s = 5HA8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peut préjudiciable.

$$\text{Sens x-x://} l_x \quad S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \text{ soit } S_t = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y://} l_y \quad S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \text{ soit } S_t = 45\text{cm}$$

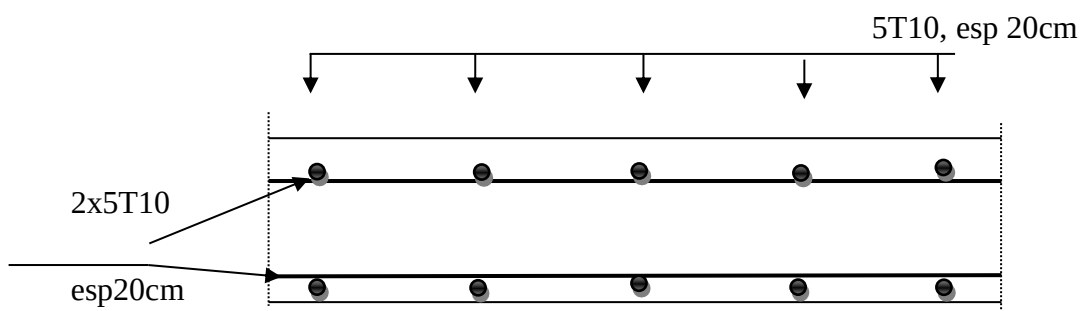
Donc on choisir $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$. est vérifier

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 Ferrailage de dalle sur deux appuis.

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	Achoisit (cm ² /ml)	S _t (cm)
X	3.006	0.0107	0.0134	12.93	0.668	1.224	5HA10	20 cm
Y	2.732	0.097	0.0121	12.93	0.607	1.2	5HA10	20cm
En appui								
X et Y	-1.503	0.006	0.0066	12.96	0.333	1.224	5HA8	20cm

Récapitulatif



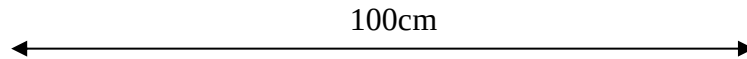


Figure III.4 : Ferrailage de la dalle pleine.

c) Vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u / \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 18.73 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{18.73 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.144 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Pas de rupture par cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérifications à l'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 3.033 \text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 2.847 \text{kNm} \end{cases}$$

$$M_{x0} = M_{y0} = -1.51 \text{KN.m}$$

$$M_{xt} = 2.57 \text{KN.m}$$

$$M_{yt} = 2.42 \text{KN.m}$$

La vérification de la contrainte dans le béton :

Sens x-x:

$$A = 3.93 \text{m}^2.$$

$$(b/2) \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 3.27 \text{cm}$$

$$d = 11.2 \text{cm}$$

$$I = (b/3) y^3 + 15A (d - y)^2 = 6079.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1.38 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Sens y-y:

$$A = 3.93 \text{ m}^2.$$

$$(b/2) \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 3.09 \text{ cm}$$

$$d = 11.2 \text{ cm}$$

$$I = (b/3) y^3 + 15A (d - y)^2 = 4860.7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1.53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

En appuis :

$$A = 2.51 \text{ m}^2$$

$$y = 2.55 \text{ cm}$$

$$d = 12.4 \text{ cm}$$

$$I = (b/3) y^3 + 15A (d - y)^2 = 3369.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1.14 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

La flèche

Sens x-x

D'après BAEL 91 : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les 3 conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow 15/290=0.051 > 0.044$ **vérifiée.**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \Rightarrow 0.042 < 0.46/10*0.626=0.073$**non vérifiée.**
- $F_o = \frac{As}{b o d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 2.26/100*12=0.0018 < 0.0105$**vérifiée.**

Donc, il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

$$F_t = F_{Gv} - F_{Gi} - F_Q \leq F_{adm} = l/500$$

$$F_o = \frac{As}{b o d} = 0.00188 = 0.188 \cdot 10^{-2}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_t 28}{F_o (2 + \frac{3 b_o}{b})} = 6,625954198$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 2,650381679$$

$$E_v = E_i / 3 = 32164.2 / 3 = 10721.4 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes :

$$I = 18183,9063 \text{ cm}^4$$

$$X = 3.27 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{15 M_s G (d - x)}{I} = 83,3450892$$

$$\sigma_{sQ} = \frac{15 M_s Q (d - x)}{I} =$$

Calcul de μ :

$$\mu_G = 1 - \frac{1.75 f_t 28}{4 F_o \sigma_{sG} + f_t 28} = -0,16422709$$

$$\mu_Q = 1 - \frac{1.75 f_t 28}{4 F_o \sigma_{sQ} + f_t 28} = -0,10375926$$

Calcul d'inertie fictive :

$$If_{Gv} = \frac{1.1I_o}{1+\lambda v*\mu_G} = 20002,29693$$

$$If_{Gi} = \frac{1.1I_o}{1+\lambda i*\mu_G} = 20002,29693$$

$$If_{Qi} = \frac{1.1I_o}{1+\lambda i*\mu_Q} = 20002,29693$$

Calcul de flèche :

$$f_{Gv} = \frac{MGl^2}{10EvIf_{Gv}} = 0,092758\text{cm.}$$

$$f_{Gi} = \frac{MGl^2}{10EiIf_{Gi}} = 0,062973\text{cm.}$$

$$f_{Qi} = \frac{MQl^2}{10EiIf_{Qi}} = 0,073279\text{cm.}$$

✚ **La flèche totale :** $F_t = f_{Gv} + f_{Gi} + f_{Qi} = 1.22 - 0.71 - 0.09 = 0,072145\text{cm.}$

$F_{adm} = l/500 = 290/500 = 0.58$ donc $F_t = 0,072145\text{cm} < F_{adm} = 0.58\text{cm}$

Donc, la flèche est vérifiée

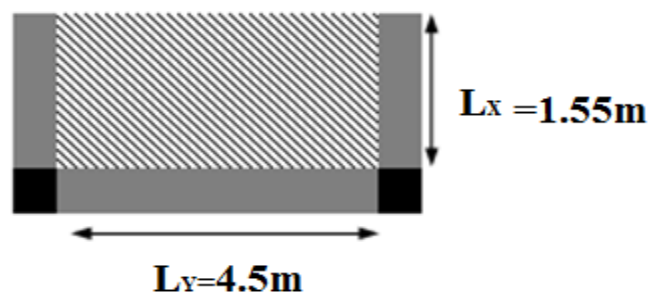
3.2.2. Dalle pleine sur trois appuis

Figure III.17 Dalle sur 3 appuis.

➤ **Calcul des sollicitations :** $e = 15\text{cm.}$

$$G = 6.11\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

Méthode de calcul On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite : deux cas peuvent se présenter :

$$\text{1er cas : Si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^x = \frac{qLy^3}{24} \\ M_o^y = \frac{qLy^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{qLy^3}{48} \end{cases}$$

$$\text{2eme cas : Si } l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_o^x = \frac{qLx^2}{8} * Ly - \frac{2qLx^3}{3} \\ M_o^y = \frac{qLx^3}{6} \end{cases}$$

$$q_u = 13.49 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 9.91 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0y} = M_{0x} = (q \times l_y^3) / 24 = 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = (q \times l_x^2 \times l_y) / 2 - 2 \times (q \times l_y^3) / 3 = -6.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } \{ M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 5.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = M_{ay} = -2.055 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple.

Les résultats de ferrailage du la dalle plein sur trois appuis sont récapitulés dans le tableau

Suivant :

sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
travée	x-x	5.82	0.0207	0.026	0.128	1.30	1.5	4HA12=4.52
	y-y	5.82	0.0207	0.026	0.128	1.30	1.5	4HA12=4.52
appui	x-x	2.055	0.0073	0.0091	0.1295	0.45	1.5	4HA12=4.52
	y-y	2.055	0.0073	0.0091	0.1295	0.45	1.5	4HA12=4.52

Calcul de l'espacement : La fissuration est peut nuisible.

Sens x-x:// l_x $S_t \leq \min(3e; 33cm)$ soit $S_t = 33cm$

Sens y-y:// l_y $S_t \leq \min(4e; 45cm)$ soit $S_t = 45cm$

Donc on choisit $S_t=100/4=25$ cm.

Vérification des armatures secondaires :

$$A_{yt} \geq A_{xt}/4 \Rightarrow 1 \text{ cm}^2 \geq 0.9825 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

A l'ELU :

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u / \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13.49 \times 2.9 \times 3}{2 \times 2.9 + 3} = 18,73 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 10,14 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 18.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{18.73 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Pas de rupture par cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4. les escaliers : L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

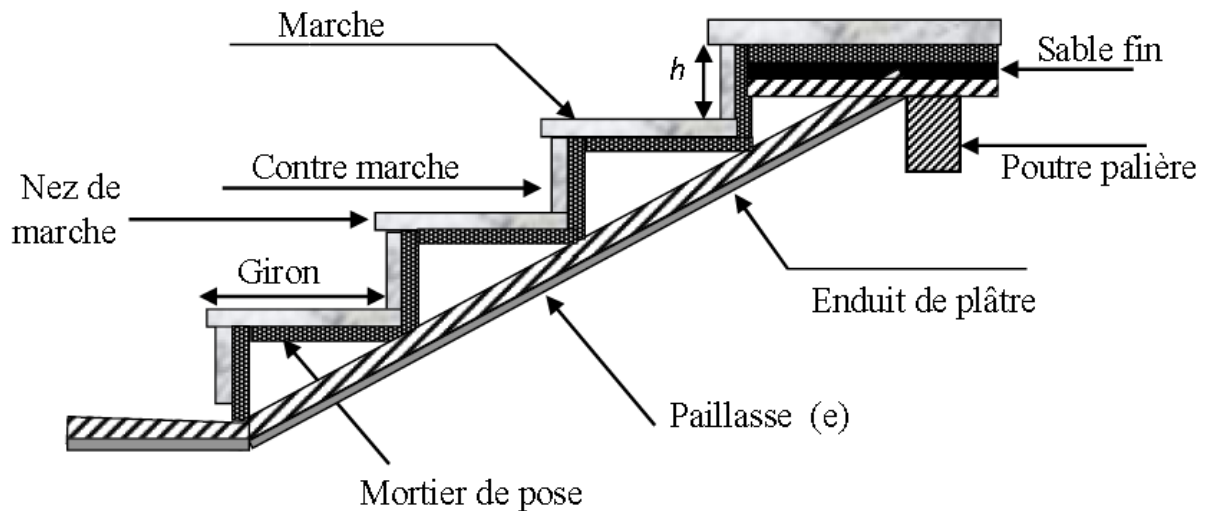


Figure. III.19. Composantes d'un escalier.

Dans notre projet on a un type d'escalier :

III.4.1. Dimensionnement des escaliers : Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise les formules suivantes :

- ✓ La formule de sécurité: $h + g \approx 46$.
- ✓ La formule de confort ou de commodité : $g - h \approx 12$.
- ✓ La relation de Blondel qui est la plus utilisée : $0.59m \leq g + 2 \times h \leq 0.64m$.
- ✓ La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement.
- ✓ La limite supérieure (64) correspond à des locaux publics.

L₀ : La longueur projetée de la volée.

L_p : Longueur du palier du départ.

L'_p : Longueur du palier d'arriver.

L_v : Longueur de la volée.

n : Nombre de contre marche. : **n - 1** Nombre de marches.

Premier volée : L'épaisseur de la paillasse **e** est donnée par :

$$L/30 \leq e \leq L/20.$$

$$L = L_p + \sqrt{(L_0^2 + H_0^2)} = 1.41 + \sqrt{1.68^2 + 1.115^2} = 3.44m$$

L : longueur horizontale de l'escalier

On utilise la relation de BLONDEL pour tous les types des escaliers on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : la hauteur de contremarche

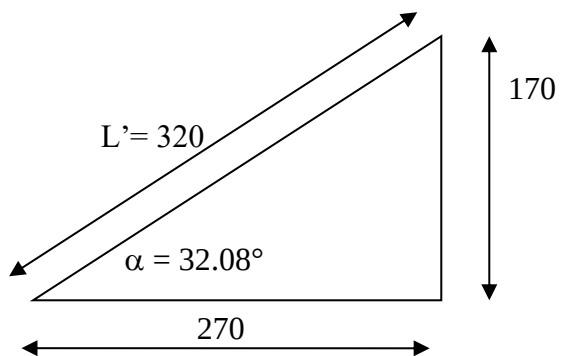
g : largeur d'escalier < giron >

On prend : h = 17 cm ; g = 30 cm

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ OK .}$$

III.4.2. Etude des différents types d'escalier :

III.4.2.1. ESCALIERS 2eme type



Ferraillage de volée

Nombre de marches :

On a : H = 3.23 m ; h = 17 cm ;

$$N = \frac{H}{h} = \frac{3.23}{0.17} = 19 \text{ contre marches}$$

$$n = (N - 1) = (19 - 1) = 18 \text{ marches}$$

H : la hauteur d'étage

n : nombre de marches

Principe de calcul :

On étudie ce type d'escalier comme une poutre encastrée des deux côtés pour une bande de 1m.

Etude de la dalle (paillasse)

$$\alpha = l_x / l_y = 1.3 / 2.70 = 0.48 < 0.4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens.

Epaisseur de la dalle :

Le cas de panneau isolé (BAEL 91).

$$h_0 \geq l_x / 20 = 260 / 20 = 13 \text{ cm, on adopte: } h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = H / L = 1.70 / 3.15 = 0.53 \Rightarrow \alpha = 32.66^\circ$$

Combinaison des charges :

$$G = 9.16 \text{ KN/Ml} ; Q = 2.5 \text{ KN/Ml}$$

à l'ELU :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.16 + 1.5 \times 2.5 = 16.12 \text{ KN}$$

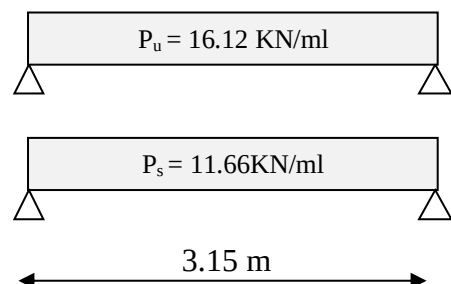
$$M_u = P_u \times L_x^2 / 8 = 16.12 \times (3.15)^2 / 8 = 19.99 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$P_s = G + Q = 9.16 + 2.5 = 11.66 \text{ KN}$$

$$M_s = P_s \times L_x^2 / 8 = 11.66 \times (3.15)^2 / 8 = 14.46 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée et appuis :



à l'ELU :

$$M_u^t = 0.85 M_u = 0.85 \times 19.99 = 16.99 \text{ KN m}$$

$$M_u^a = 0.5 M_u = 0.5 \times 19.66 = 9.83 \text{ KN m}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{P_u \cdot l_x}{2} = \frac{16.12 \cdot 3.15}{2} = 25.39 \text{ KN.}$$

à l'ELS :

$$M_s^t = 0.85 M_s = 0.85 \times 14.46 = 12.29 \text{ KN m}$$

$$M_s^a = 0.5 M_s = 0.5 \times 14.46 = 7.23 \text{ KN m}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{P_s \cdot l_x}{2} = \frac{11.66 \cdot 3.15}{2} = 18.36 \text{ KN.}$$

Ferraillage à l'ELU :

	M (KN.m)	V (KN)	b (m)	d (m)	μ_{bu}	μ_{lu}	Z_b (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_a (cm ²)
Travée	16.99	/	1	0.173	0.0341	0.302	0.170	2.87	2.08	5T12 = 5.65
appuis	-9.83	25.39	1	0.173	0.0197	0.302	0.171	1.65	2.08	5T10 = 3.93

Espacement maximal:

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (60; 33) \text{ cm} = 33$$

$$St = (100 / 5) = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en travée vérifier}$$

$$St = (100 / 5) = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en appuis vérifier}$$

Armatures secondaires :

- * En travée $A_l = A_{ls}/4 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$ On choisit 5HA10 $= 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
- * En appui $A_a = A_{as}/4 = 0.62 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$ On choisit 5HA8 $= 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Vérifications :**✓ Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = \frac{P_u \times l_x}{2} = \frac{16.12 \times 3.15}{2} = 25.39 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{25.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.173} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La contrainte est vérifiée vis-à-vis de cisaillement.

✓ Vérification au voisinage des appuis :**❖ Vérification de la compression du béton:**

On doit vérifier que: $\sigma_b = \frac{V_u}{0.9 \cdot b \cdot d} \leq 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_b = \frac{25.39 \times 1000}{0.9 \cdot 1000 \cdot 173} = 0.166 \text{ Mpa} \leq 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit vérifier que: $As \geq \frac{T_u - \frac{M_U}{0.9 \cdot d}}{\sigma_s}$

$$As = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{25.39 \cdot 10^3 - \frac{9.83 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 173}}{348} = -1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification des armatures transversales:

On doit vérifier que:
$$\frac{At \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}{b \cdot St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}}{0,9}$$

$$\frac{2,51 \cdot 348}{100 \cdot 20} = 0,43 \text{MPa} \geq \frac{0,15 - 0,3 \cdot 2,1}{0,9} = -0,53 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes

a- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$50 y^2 + 84.75y - 1466 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 548.1 \Rightarrow y = 4.63 \text{ cm}$$

b- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = 16913 \text{ cm}^4 = 16913 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

c- Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{(12.29 \times 10^6 \times 4.63 \times 10^{-2})}{16913 \times 10^4} = 3.367 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$M_{ser} (KN.m)$

$Y (cm)$

$I (cm^4)$

σ_{bc} MPA

$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

En travée	12.29	4.63	16913	3.367	15	vérifiée
En appui	7.23	3.96	12560	2.282	15	vérifiée

d) Vérifications des contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \cdot M_{ser} \cdot \frac{(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = 9.20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} .$$

Etat limite de déformation : 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.

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3/80 \\ \frac{M_t}{20M_x} = \frac{0.75}{20} = 0.0375 \end{array} \right.$$

$$\frac{15}{315} = 0.063 \geq 0.0375 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 17.3} = 0.0032 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifié}.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20.M_0} \Leftrightarrow \frac{0.20}{3.15} = 0.063 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100.173} = 0.00326 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.063 < 0.085 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq f^-$$

f_i : la flèche dues aux charges instantanée.

f_v : la flèche dues aux charges de long durée.

Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \left[b \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \cdot b_0 \cdot \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15As \right] \cdot \frac{1}{[b \cdot h_0 + (h - h_0) \cdot b_0 + 15As]}$$

Moment d'inerte de la section totale homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} \cdot (y_1 - h_0)^3 + 15As(d - y_1)^2$$

Calcule des moments d'inerte fictifs :

$$Ifi = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad Ifv = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$: coefficient pour la déformation instantanée

$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot ft_{28}}{\delta \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$: 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'armateur correspondant au cas de charge étudiée :

$$\sigma_s = \frac{Mser}{As \cdot d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7.2 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la flèche.

Mser (kN.m)	As (cm ²)	δ	Y1 (cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	Io (cm ⁴)	Ifi (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)
12.29	5.65	0,0163	4.63	209,27	6.43	2.57	-0,31	45381,9	49920,14	49920,14

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \left(f_{c_{28}} \right)^{\frac{1}{3}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 10721,39 \text{ MPa}$$

Calcul de la flèche due à la déformation instantanée

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} = 0,052 \text{ cm}, L = 3,15 \text{ m}$$

Calcul de la flèche due à la déformation différée

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 0,10 \text{ cm} \quad L = 3,15 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,048 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 + 0,315 = 0,815 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f} : \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

• Ferrailage de palier :

Combinaison des charges :

$$G = 6,16 \text{ KN/Ml} ; Q = 2,5 \text{ KN/Ml}$$

à l'ELU :

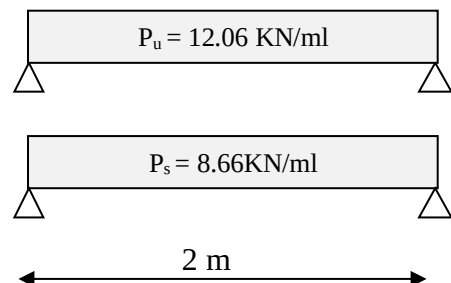
$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,16 + 1,5 \times 2,5 = 12,06 \text{ KN}$$

$$M_u = P_u \times L_x^2 / 8 = 12,06 \times (2)^2 / 8 = 6,03 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$P_s = G + Q = 6,16 + 2,5 = 8,66 \text{ KN}$$

$$M_s = P_s \times L_x^2 / 8 = 8,66 \times (2)^2 / 8 = 4,33 \text{ KN.m}$$



Les moments en travée et appuis :

à l'ELU

$$M_u^t = 0.85 M_u = 0.85 \times 6.03 = 5.12 \text{ KN m}$$

$$M_u^a = 0.5 M_u = 0.5 \times 6.03 = 3.01 \text{ KN m}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{P_u \cdot l_x}{2} = \frac{12.06 \cdot 2}{2} = 12.06 \text{ KN.}$$

à l'ELS :

$$M_s^t = 0.85 M_s = 0.85 \times 4.33 = 3.68 \text{ KN m}$$

$$M_s^a = 0.5 M_s = 0.5 \times 4.33 = 2.16 \text{ KN m}$$

L'effort tranchant

$$V = \frac{P_s \cdot l_x}{2} = \frac{8.66 \cdot 2}{2} = 8.66 \text{ KN.}$$

Ferraillage à l'ELU :

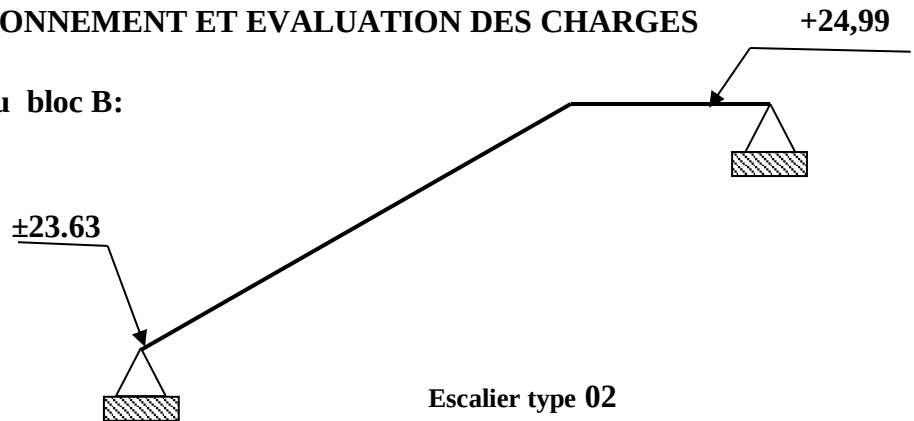
	M (KN.m)	V (KN)	b (m)	d (m)	μ_{bu}	μ_{lu}	Z _b (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _a (cm ²)
Travée	5.12	/	1	0.173	0.0103	0.302	0.172	0.85	2.08	5T12 = 5.65
appuis	-3.68	12.06	1	0.173	0.0074	0.302	0.172	0.61	2.08	5T10 = 3.93

III.4.2.2. ESCALIERS 2eme type :

III.4.2.2.1. PRE DIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

A. Escalier de RDC du bloc B:

Schéma statique:



Epaisseur de l'escalier : [10]

Selon l'ouvrage de **HENRY THONIER** (conception et calcul des structure du bâtiment), On calcul l'épaisseur de l'escalier par tâtonnement selon la formule suivante : D'où : on prend l'épaisseur d'escalier (paillasse et palier) : **e=20cm**

Hauteur de la contre marche : $14cm \leq h \leq 20cm \Rightarrow h = 17cm$

Longueur de la marche : $22cm \leq g \leq 33cm \Rightarrow g = 30cm$

*nombre de contre marche: $255/17=15$ contre marche

*Nombre de marche : **m=14 marche.**

Vérification de la loi de BLONDEL

On doit vérifier que : $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$

$$g + 2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64cm \quad 59cm \leq 64cm \leq 66cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} e=20cm \\ h=17cm \\ g=30cm \end{cases}$$

$$L_{\text{horizontale}}=3.05m \quad \alpha = 24.03^\circ$$

Evaluation des charges :

a. Palier :

1. Charge permanente :

- Carrellage (e=2cm)..... $0,02 \cdot 20 = 0.40 \text{ kN/m}^2$

- Mortier de Pose (e =2cm)..... $0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- poids propre de palier (Dalle pleine) (20cm) ... $25 \cdot 0,20 = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $(0,17) \cdot (25)/2 = 2,125 \text{ kN/m}^2$
- enduit de ciment (2cm) $(0,02) \cdot (10) = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$G_1 = 8,28 \text{ kN/m}^2$$

2. Charge d'exploitation : $Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

b. Paillasse :

1. Charge permanente :

- Poids propre de la paillasse..... $(0,20) \cdot (25) \cdot \cos 31,26^\circ = 4,27 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $(0,17) \cdot (25)/2 = 2,125 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose $0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage $0,02 \cdot 20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Enduit de ciment $0,02 \cdot 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Garde-corps en maçonnerie..... $= 1,60 \text{ kN/m}^2$

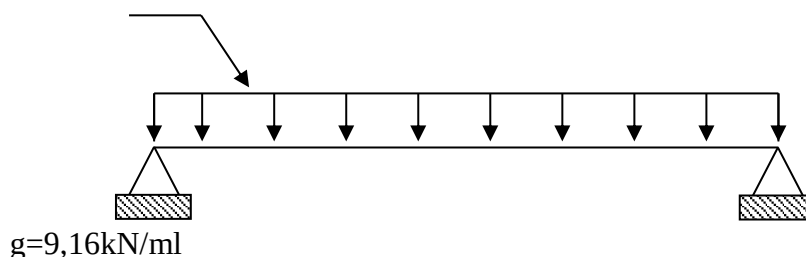
$$G_2 = 9,16 \text{ kN/m}^2$$

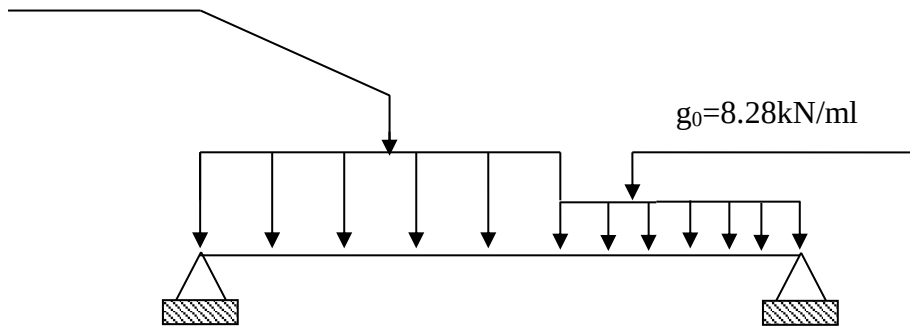
2. Charge d'exploitation : $Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

c. Calcul des efforts internes :

Schéma statique: Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

$$q = 2,5 \text{ kN/ml}$$





Combinaison des charges

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35g+1,5Q$$

$$q_{u2}=1,35g_0+1,5Q$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

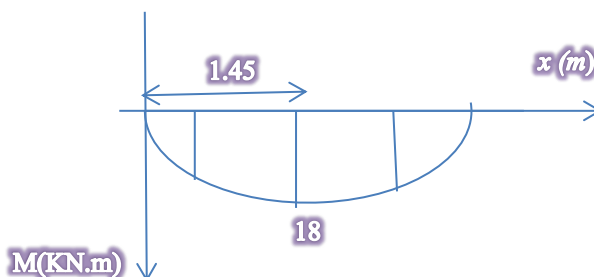
$q_{ser2}=G_2+Q_2$ Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	16,12	14.93
ELS	11.66	10.78

Tableau III.7.5 : sollicitations

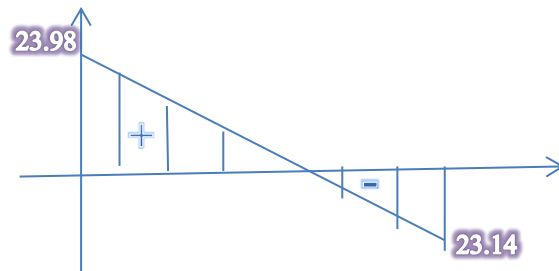
Calcul des efforts

ELU:

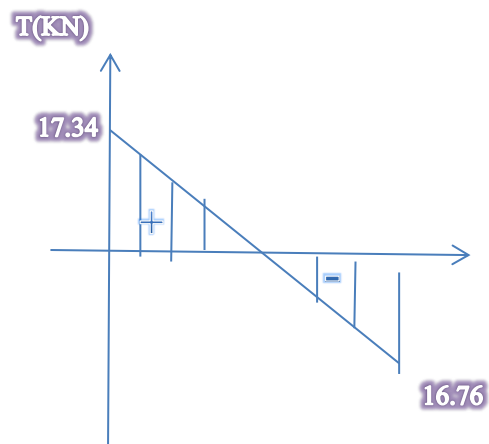
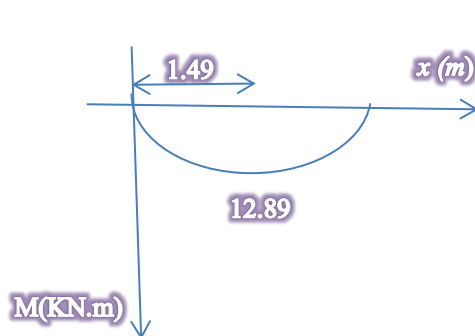


Avec : $R_A = 23.98 \text{ KN}$

$R_B = 23.14 \text{ KN}$



ELS



Avec : $R_A = 17.34 \text{ KN}$

$R_B = 16.76 \text{ KN}$.

III.4.2.2.2 CALCUL DES ARMATURES :

Remarque: On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement **BAEL99[1]** préconise une réduction partielle du moment $M_0 = M_{max}$

Le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$; Le moment en appui : $M_A = 0,50 M_0$

	$M \text{ (ELU)}$	$M \text{ (ELS)}$
	KN.m	KN.m

En travée	15.3	9
En appui	10.95	6.44
Effort tranchant	23.98	17.34

Tableau III.7.6 : sollicitations

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=20cm

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400MPa$$

	Sur appui	En travée
M_u(KN.m)	10.95	15.3
μ	0,022	0,0307
$\mu < \mu_R$	oui	oui
A'_s (cm²)	0	0
α	0,027	0,038
Z(cm)	17,10	17.03
A_s^{cal} / ml (cm²)	1.84	2.58
Choix	5HA10	5HA12

$A_s^{adp} / ml (cm^2)$	3.93	5.65
-------------------------	------	------

Tableau III.7.7 : Ferrailage de l'escalier

Espacement :

▪ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20cm

▪ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20cm

Armature de répartition :

▪ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41cm^2/ml \leq A_r \leq 2.82cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2.51cm² avec S_t=20cm

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2/ml \leq A_r \leq 1.96cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1,50cm² avec S_t=35cm.

VÉRIFICATIONS :

a. vérifications à l'ELU:

 **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$$

En travée :

$$A_s = 5.65cm^2 > A_s^{\min} = 2,17cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

$$A_s \text{ reparte} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sur appui :

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s \text{ reparte} = 1,50 \text{ cm}^2 < A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

On adopte 5T8=2,51cm

 **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,98 \times 10^3}{1000 \times 173} = 0,139 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$\text{-Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.}$$

$$\text{-Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow \text{il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 23,98 - \frac{15,30}{0,9 \times 0,172} = -74,28 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,136 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b-Vérifications à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton :**

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.7.8 : Vérification à l'E.L.S

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	9	5.65	4.63	16913	2.46	Vérifiée

Appui	6.44	3,14	3.96	12560	2.03	Vérifiée
--------------	------	------	------	-------	------	----------

• **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{300} = 0,0666 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00326 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0666 \leq 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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.

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. ; \quad L=5,60\text{m} > 5\text{m}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inerties fictives.}$$

Avec : $M_{ser} = 0,85.44,33 = 37,68\text{kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.7.9: Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9	5.65	0,006	185,08	6.43	2.57	0,13	45381.94	49920,14	41537,26

Calcul de la flèche due à la déformation instantanée:

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10Ei \cdot Ifi} = 0.124cm, L=3m$$

Calcul de la flèche due à la déformation différé:

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10Ev \cdot Ifv} = 0.136cm, L=3m$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0.012cm$$

$$f^- = 0,5 + \frac{l}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 + 0,003 = 0.503cm$$

$$f_t < \bar{f} : \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

III.4.3 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

La poutre palier est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2,6m, son schéma statique est le suivant :

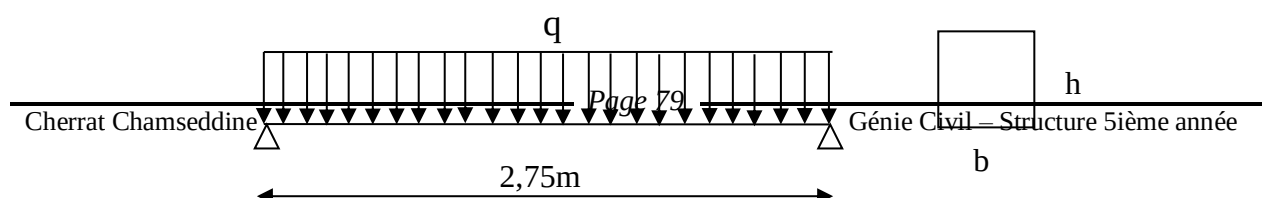


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière.

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

III.4.3.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 18.33cm \leq h \leq 27.5cm$$

on prend $h = 25cm$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 5cm \leq b \leq 17.5cm$$

on prend $b = 15cm$

Le **RPA99** préconise :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous prenons : $h = 35cm$; $b = 30cm$.

III.4.3.2 EVALUATION DES CHARGES : La poutre palière est sollicitée par les charges

-poids propre $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625 \text{ kN/ml}$

-poids du palier $6,16 \times 1,40 = 8,62 \text{ kN/ml}$

-poids propre de paillasse $9,16 \times 1,40 = 12,85 \text{ kN/ml}$

$$GT = 25,85 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation..... $Q = 2,5 \times 2,8 = 7 \text{ kN/ml}$

COMBINAISON DES CHARGES

$$E.L.U : q_{u1}=1,35G_T+1,5Q$$

$$E.L.S : q_{ser}=G_T+Q$$

	q_1 (KN/ml)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
ELU	45,40	177,96	151,27	53,39
ELS	32,85	128,77	109,45	38,63

Tableau III.7.12 : Efforts Interne

III.4.3.3.Calcul des armatures:

Données : $b=35\text{cm}$, $h=50\text{cm}$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=45\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{MPa}$$

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travé	151,27	0,15	Oui	0	0,204	41,32	10,51	6T16	12,05
Appuis	53,39	0,053	Oui	0	0,068	43,77	3,50	4T12	5,52

Tableau III.7.13 : Ferrailage de la poutre palière

a. Vérifications à l'ELU: :



condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,11\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 12,05\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2,11\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sur appui :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,11 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

+ Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$T_{\max} = 127,12 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{127,12 \times 10^3}{350 \times 450} = 0,807 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

■ Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,807 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

b.1. Vérification des contraintes du béton :

$$\text{- Position de l'axe neutre : } \frac{b}{2} y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{- Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=5 \text{ cm}$; $d=45 \text{ cm}$; $b=35 \text{ cm}$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.7.14 : Vérification à l'E.L.S

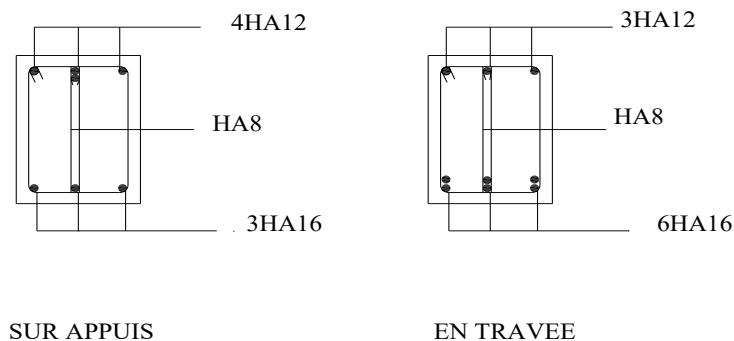
	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	109,45	12,05	15,81	209861,99	8,24	Vérifiée
Appui	38,63	5,52	10,39	117532,79	3,41	Vérifiée

b.2. Vérification de la flèche : Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{560} = 0,0892 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{12,05}{35 \times 45} = 0,00765 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0892 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la flèche vérifiée

Ferraillage de la poutre palière



III.5. ACROTÈRE

III.5.1. INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

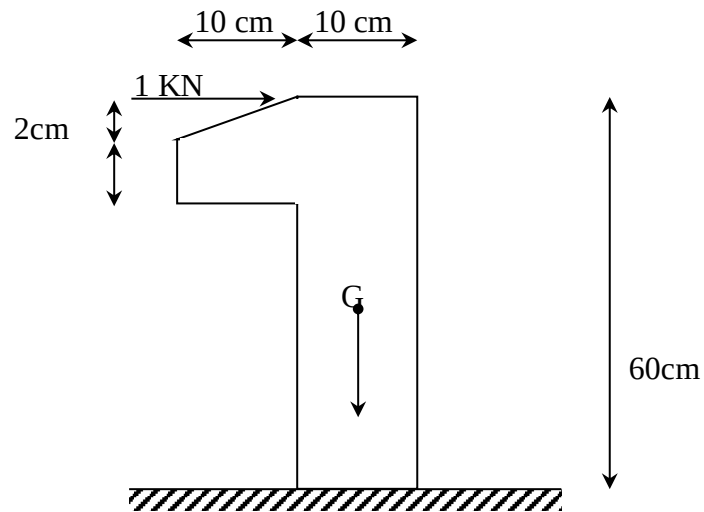


Figure III.5.1 : Dimensions de l'acrotère

III.5.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

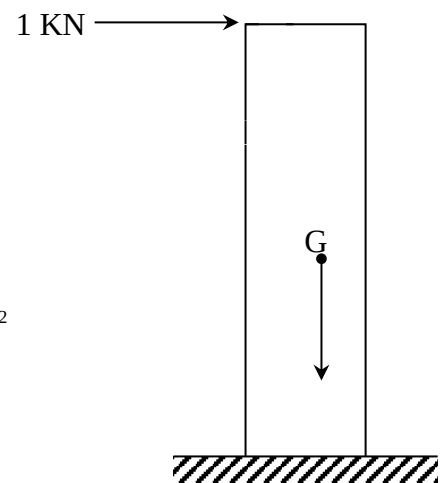


Figure III.5.2 :

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

$$G=2,117 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations

b. Charge d'exploitation : $Q=1,00\text{kN/ml}$

- L'action des forces horizontales Q_h : (F_p) [2]

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

[A=0,15].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,117kN.

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,117 = 1,017 \text{ kN}$.

$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,017 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,5 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G = 2,117 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,5 \text{ kN/ml}$

III.5.3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,858 \text{ kN}$$

$$M_u = Q_h h = 1,35 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,251 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = G = 2,117 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ser}} = Q_h h = 0,9 \text{ kNm}$$

$$T_{\text{ser}} = Q_h = 1,5 \text{ kN}$$

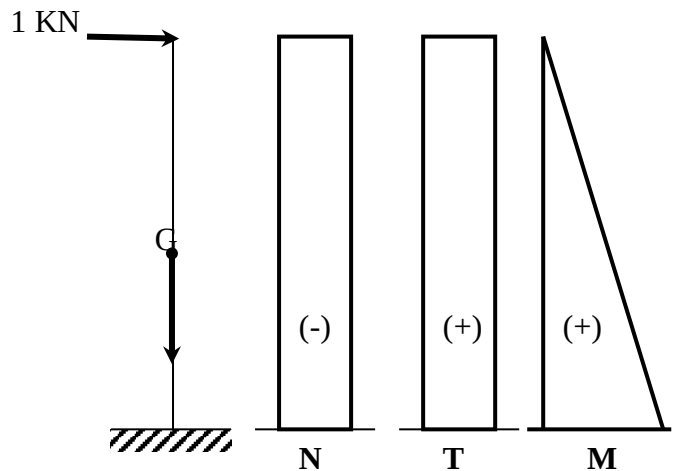
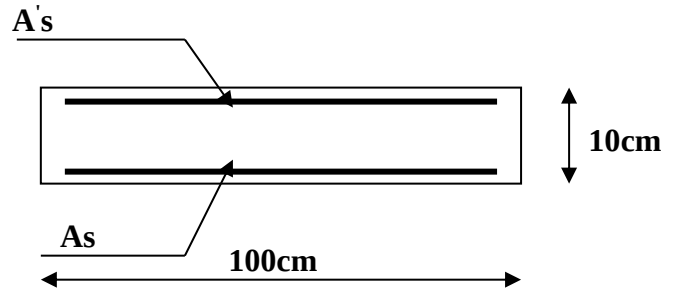


Figure III.5.3 : diagrammes des efforts internes

III.5.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE: [1]

$$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=400\text{MPa}$$



Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{2,858} = 47.23\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

▪ **Calcul du moment fictif " M_f " :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,435\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,015$$

$$\mu < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma \theta + \frac{49 f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0198$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7.933\text{cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 51,80\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,60\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,43\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.5.5. 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 :

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

Avec : $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=9\text{cm}$

$$A_s^{\min} \geq \max \{1\text{cm}^2; 1,087\text{cm}^2\} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6\text{HA}6=1,70\text{cm}^2$

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

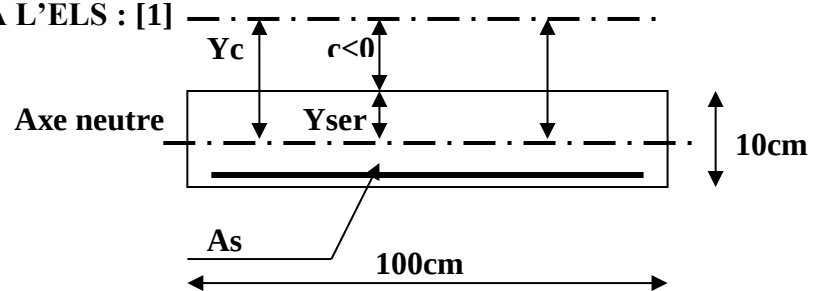
III.5.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS : [1]

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisi **4HA6**=1,13cm² avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18\text{cm}$

III.5.7. VÉRIFICATION À L'ELS : [1]

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48\text{cm}$$



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.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52\text{cm} \Rightarrow C = -43\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{cases} \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,261.10^8$$

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

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1900,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.5.8. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES : [1]

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{1900,79 \cdot 10^4} \right) \times 31,3 = 1,608 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

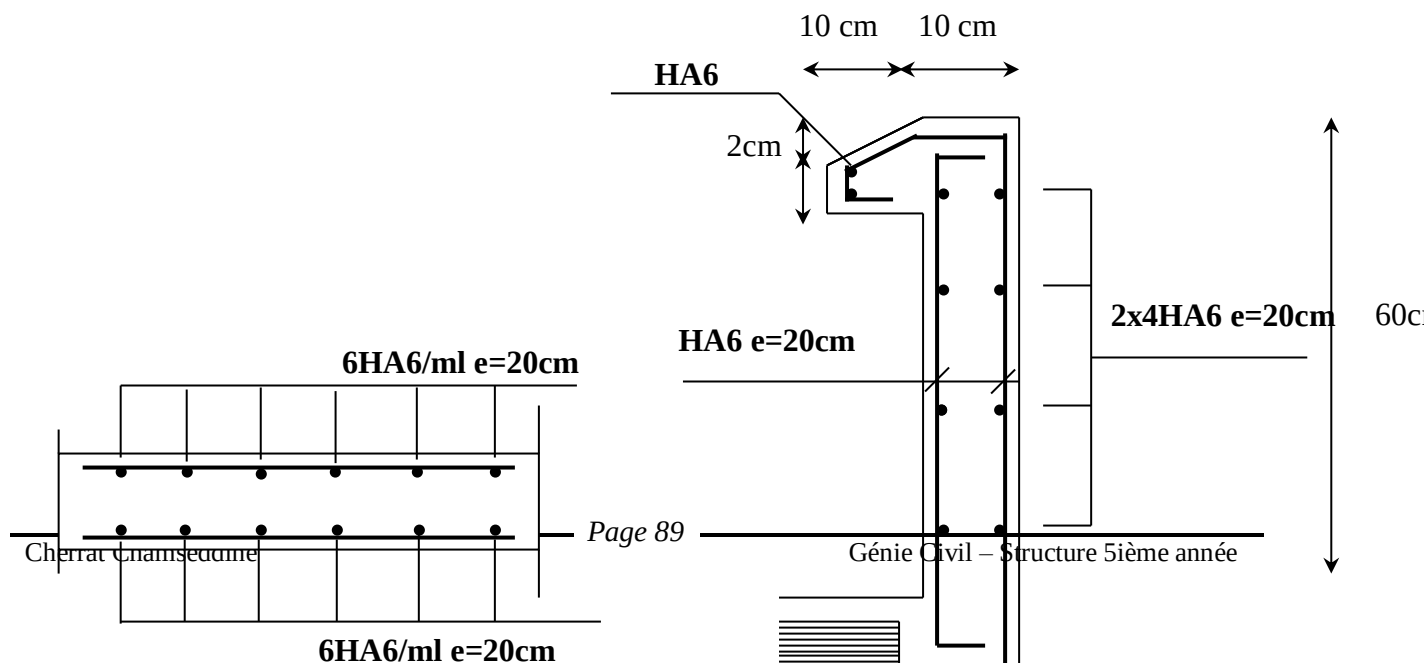
III.5.9. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : [1]

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,251 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,025 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5.10. Schéma de Ferrailage :



IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît donc insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet d'une sollicitation dynamique.

IV.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

Le « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul pour les différentes conditions d'application :

Observation : La méthode statique équivalente ne s'applique pas dans le cas du bâtiment étudié (structure irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 17m). Alors nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique, et vérifier cette méthode avec les résultats de méthode statique équivalente.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

· Calcul de la résultante des forces sismique de calcul totale selon RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (4.1)$$

⇒ A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient ' A ' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

⇒ L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se

fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

⇒ Groupe d'usage : groupe 2

➤ Zone sismique : zone **IIa** · $A = 0.15$

➤ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3).**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction,

Donc : $R = 5$.

➤ **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad (4-4) \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé	$P_q /_{xx}$	Observé	$P_q /_{yy}$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités P_q

Donc $Q_x = 1.2$ $Q_y = 1.2$

➤ **W**: poids total de la structure:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- ⇒ W_{Qi} : charges d'exploitation
- ⇒ β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Donc $\beta = 0.2$ pour usage d'habitation.

$$W = 1863,63 \text{ t.}$$

➤ **D:** Facteur d'amplification dynamique moyen:

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ \frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \textbf{(RPA99 Formule 4-2)} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{array} \right.$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_1 = 0,15s & (\text{site } 2) \\ T_2 = 0,40s & (\text{site } 2) \end{array} \right. \quad \textbf{Calcul de la période fondamentale de la structure}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où ξ % est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : 8.5%

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.77 \geq 0,7$$

$T_c = C_T \cdot H_N^{3/4}$ RPA99 (Formule 4-6)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 29.75 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $\cdot 0.050$

$$T_c = 0.05 \cdot 29.75^{3/4} = 0.64 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7).}$$

$$\text{Donc : } T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_x}} ; T_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_y}} .$$

D_x ; D_y : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 22.50 \text{ m, } D_y = 14.50 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} T_x = 0.56 \text{ s; } T_2 = 0.40 \text{ s} \\ T_y = 0.70 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{aligned} \Rightarrow T_x &= \min(T_x; T_c) \Rightarrow T_x = 0.56 \text{ s} \Rightarrow T_x > T_2 \\ T_y &= \min(T_y; T_c) \Rightarrow T_y = 0.64 \text{ s} \Rightarrow T_y > T_2 \end{aligned}$$

$$D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{car} \quad T_2 < T < 3.0 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.53 \\ D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.22 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est : **RPA99 .Art (4.2.3)**

$$\rightarrow \begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times T_x \Rightarrow T_{sx} = 0.728 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 \times T_y \Rightarrow T_{sy} = 0.832 \text{ s} \end{cases}$$

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une Modélisation de deux façons :

- Modélisation par nœuds maîtres,
- Modélisation par des corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la

méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel robot autodisk ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le Robot Autodesk version 14.

Disposition des voiles de contreventement

La présence des locaux de commerce dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles- portiques .la disposition retenue est la suivante :

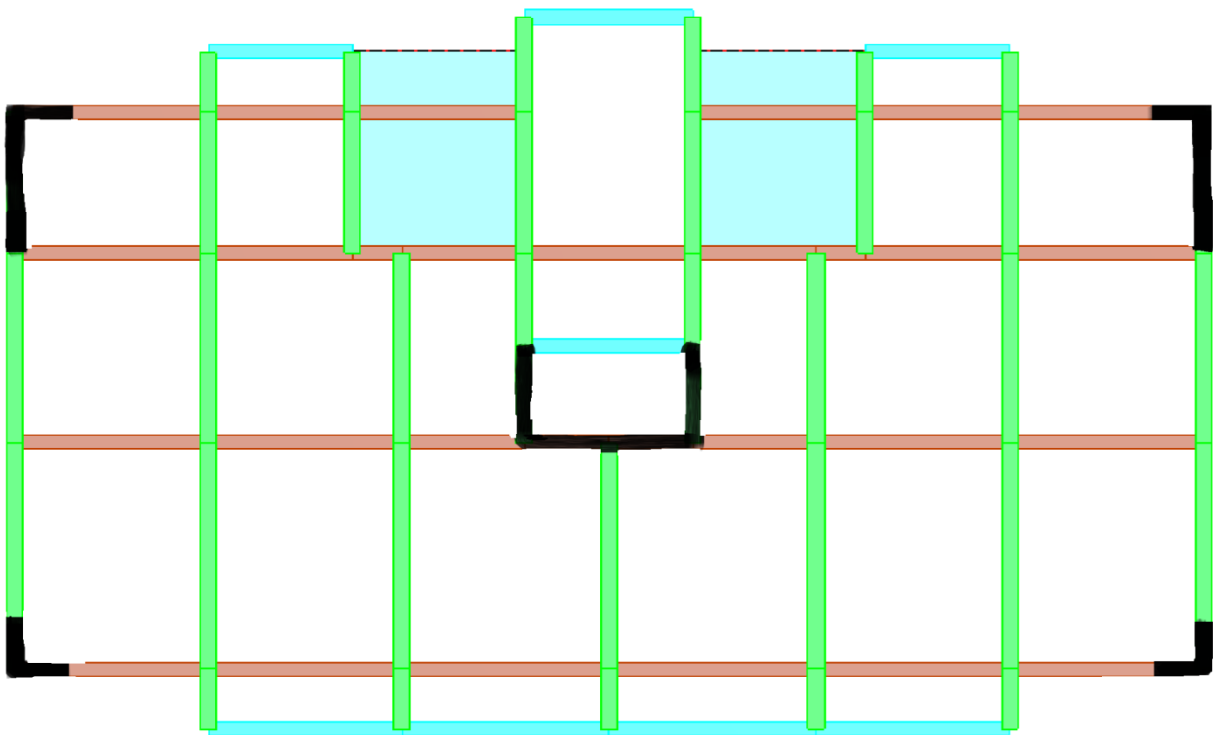


Fig.IV.1 Disposition des voiles

Résultats obtenus :**a). Périodes de vibration et participation massique :**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
1	0,56	75,36	0,73	75,36	0,73	1863,63	1863,63
2	0,52	76,08	71,96	0,72	71,23	1863,63	1863,63
3	0,46	76,09	71,98	0,01	0,02	1863,63	1863,63
4	0,16	89,85	71,99	13,76	0,01	1863,63	1863,63
5	0,14	89,87	87,77	0,02	15,78	1863,63	1863,63
6	0,12	89,90	87,78	0,03	0,01	1863,63	1863,63
7	0,11	90,00	87,78	0,10	0,00	1863,63	1863,63
8	0,10	90,09	87,78	0,10	0,00	1863,63	1863,63
9	0,10	90,09	87,85	0,00	0,07	1863,63	1863,63
10	0,09	90,11	87,93	0,02	0,09	1863,63	1863,63
11	0,09	94,50	87,93	4,40	0,00	1863,63	1863,63
12	0,08	94,51	92,32	0,00	4,39	1863,63	1863,63

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées, à savoir le taux de participation massique qui est de l'ordre de 94,51 % > 90% exigé par le RPA dans le sens x au 12^{ème} mode de vibration.

Dans le sens y ; ce taux avoisine les 92,32 % > 90% au 12^{ème} mode de vibration.

Comme expliqué au paragraphe précédent, plus de 70% des masses sont excitées dans chaque direction (X et Y). La période fondamentale est de 0.56 seconde.

D'après la construire en zone sismique I, la structure est considérée comme rigide. Le mode fondamental excite près de 70% des masses selon la direction X et Y. De ce fait, les deux directions X et Y sont considérée souple.

IV.5.1 Vérification de période et de la résultante des forces sismiques :

a)-Vérification de période :

- ✓ T dynamique ≤ 1.30 T statique
- ✓ T Rayleigh ≤ 1.30 T statique

Version simplifiée de la formule de Rayleigh : $T=2 \sqrt{\delta}$ (4-9)

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique

linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

$$(\delta_x = 4.4cm; \delta_y = 4.2cm)$$

sens	T dynamique	T Rayleigh	1.30 T statique	Observation
Sens x	0.56	0.42	0.728	vérifier
Sens y	0.56	0.41	0.832	vérifier

b)-Vérification la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W$ (4.1)

$$V_{stx} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.53 \times 1.2}{5} \times 1863,63 = 102.65 \text{ t}$$

$$V_{sty} = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.22 \times 1.2}{5} \times 1863,63 = 82.01 \text{ t}$$

Résultante des forces sismiques	V_{dyn}	V_s	$0.8 \times V_s$	$V_{dyn} < 0.8 \times V_s$
Sens x	116.47	102.65	82.12	vérifier
Sens y	118.62	82.01	65.61	vérifier

Tableau IV.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5.2 Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k b_i \geq \sum F_k . h_k$$

Avec :

✓ W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k), $W_k = W_{kg} + 0.2W_{kq}$.

W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.

✓ b_i : Centre de gravité de la structure $b_i = X_G + 1m$;

✓ F_k : La somme des forces sismiques à chaque étage k ;

✓ h_k : La hauteur de l'étage k.

✓ h_k : La hauteur de l'étage k.

SENS X-X :

Niveau	W_k (t)	b_i (m)	$W_k b_i$ (t.m)	F_K (t)	h_k (m)	$F_K h_K$ (t.m)
RDC	239,63	23.61	5657,66	37.66	3,91	1056.36
01	217,38	23.61	5132,34	37.66	7,14	941.12
02	217,30	23.61	5130,45	37.66	10,37	825.88
03	217,30	23.61	5130,45	37.66	13,6	710.64
04	217,30	23.61	5130,45	37.66	16,83	595.4
05	217,30	23.61	5130,45	37.66	20,06	480.165
06	225,51	23.61	5324,29	37.29	23,29	361.34
07	210,75	23.61	4975,81	37.29	26,52	247.232
08	123,39	23.61	2913,24	48.71	29,75	173.894

IV.5.3 Justification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 4.19)}$$

$$\text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Article 5.10)}$$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Tableau IV.7 Vérification des déplacements

<u>SENS X-X :</u>	étage	$\Delta_K (cm)$	1% h	Vérification ($\Delta_k < 1\% \times h_e$)
	RDC	0,004	0.0391	<i>vérifier</i>
	01	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	02	0,006	0.0323	<i>vérifier</i>
	03	0,006	0.0323	<i>vérifier</i>
	04	0,006	0.0323	<i>vérifier</i>
	05	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	06	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	07	0,004	0.0323	<i>vérifier</i>
	08	0,003	0.0323	<i>vérifier</i>

<u>SENS Y-Y :</u>	étage	$\Delta_K (m)$	1% h	Vérification ($\Delta_k < 1\% \times h_e$)
	RDC	0,003	0.0391	<i>vérifier</i>
	01	0,004	0.0323	<i>vérifier</i>
	02	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	03	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	04	0,006	0.0323	<i>vérifier</i>
	05	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	06	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	07	0,005	0.0323	<i>vérifier</i>
	08	0,004	0.0323	<i>vérifier</i>

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]: Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

pois total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k: hauteur de l'étage "k".

• Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière

approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen

d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$.

• Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

	Niveau	P_k (t)	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
SENS X-X :	RDC	239,63	0,004	116,01	3,91	0,0021	<i>vérifier</i>
	01	217,38	0,005	112,70	7,14	0,0013	<i>vérifier</i>
	02	217,3	0,006	106,48	10,37	0,0011	<i>vérifier</i>
	03	217,3	0,006	97,95	13,6	0,00097	<i>vérifier</i>
	04	217,3	0,006	86,89	16,83	0,00089	<i>vérifier</i>
	05	217,3	0,005	73,11	20,06	0,00074	<i>vérifier</i>
	06	225,51	0,005	56,90	23,29	0,00085	<i>vérifier</i>
	07	210,75	0,004	36,85	26,52	0,00086	<i>vérifier</i>
	08	123,39	0,003	14,03	29,75	0,00088	<i>vérifier</i>

Tableau IV.8 Vérification de l'effet P-Δ SENS X-X

	Niveau	P_k (t)	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
SENS y-y :	RDC	239,63	0,003	116,11	3,91	0,0015	<i>vérifier</i>
	01	217,38	0,004	113,16	7,14	0,0010	<i>vérifier</i>
	02	217,3	0,005	107,26	10,37	0,00097	<i>vérifier</i>
	03	217,3	0,005	98,95	13,6	0,00080	<i>vérifier</i>
	04	217,3	0,006	88,45	16,83	0,00087	<i>vérifier</i>
	05	217,3	0,005	75,35	20,06	0,00071	<i>vérifier</i>
	06	225,51	0,005	59,37	23,29	0,00081	<i>vérifier</i>
	07	210,75	0,005	39,26	26,52	0,0010	<i>vérifier</i>
	08	123,39	0,004	16,2	29,75	0,00102	<i>vérifier</i>

Tableau IV.8 Vérification de l'effet P- Δ SENS y-y

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.5.5 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau IV.5**.

Niveau	Type de poteau cm^2	B (cm^2)	N_d (KN)	v	Observation
RDC	60× 55	3300	2188.1	0.265	<i>vérifier</i>
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55× 50	2750	1909.2	0.277	<i>vérifier</i>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50× 45	2250	1392.4	0.247	<i>vérifier</i>
5 ^{ème} 6 ^{ème} 7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	45× 40	1800	898.8	0.199	<i>vérifier</i>

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit

IV.6 Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'a pas été une chose aisée pour notre structure. Les contraintes architecturales étaient vraiment un obstacle à la disposition des voiles.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences du RPA.

Ainsi ; l'interaction voiles – portiques dans les deux sens x et y s'est trouvée vérifiée.

L'effort normal réduit calculé répond à la condition édicté par le RPA (≤ 0.3).

L'effet P- Δ est négligeable à tous les niveaux étant donné que la constante $\Theta \leq 0.1$ pour tous les niveaux les déplacements d'un niveau par rapport à l'autre sont inférieurs au centièmes de la hauteur d'étage.

Une légère torsion sans incidence sur les résultats de l'interaction si sur les autres exigences est observée au deuxième mode de vibration.

V.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **Robot Autodesk Version 2014**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version**

2003 suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.2.1. Ferrailage

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : $\Phi_{\max}$: le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° .

Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

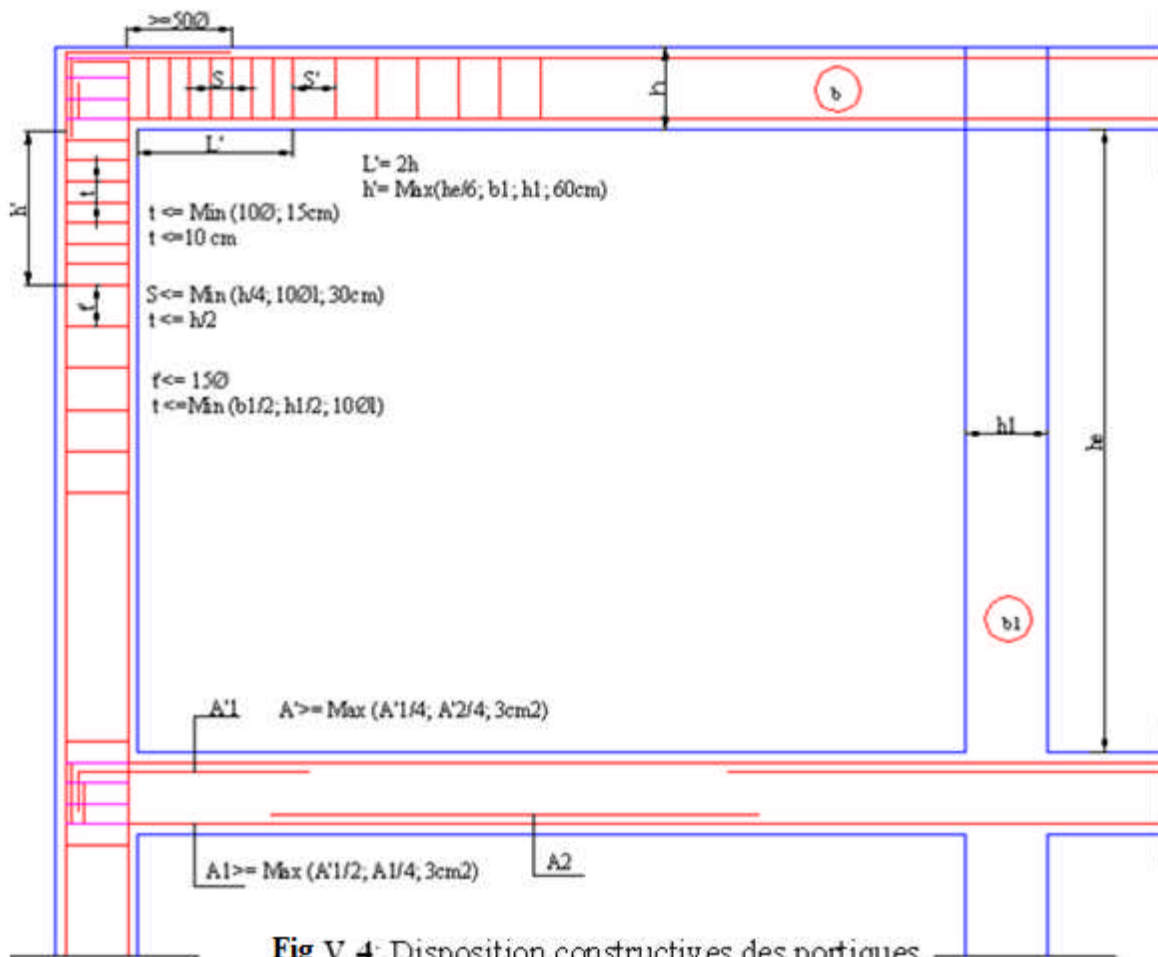
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le

plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Dispositions constructives des portiques (RPA 99 (Figure 7.5))



Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel **Robot Autodesk Version 2014**

Calcul du moment réduit ultime

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

Formule approchée pour FeE400 et $f_{c28} \leq 30$ MPA

$$\gamma = Mu / M_{ser}$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_{c28} / \theta) - 3050$$

$$f_{bu} = \frac{(0.85 \times f_{c28})}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{ MPa situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{Mu}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ pour les situations courantes} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) \rightarrow z = d \times (1 - 0.4 \alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = \frac{Mu - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) de étage courant

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 120.9 \text{ KN.m} \dots (ELU) \\ M_a = -140.91 \text{ KN.m} \dots (ELU) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.04 \times 10^7}{1000 \times 430^2 \times 14.67} = 0.0390$$

$$\gamma = Mu / M_{ser} = 12.09 / 8.86 = 1.36$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_{c28} / \theta) - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.2367.$$

→ Si $\mu_{bu} = 0.0390 < \mu_{lu} = 0.2367$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{Mu}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.049$$

$$\rightarrow z = 43 \times (1 - 0.4(0.049)) = 42.14 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{12.09 \times 10^6}{42.14 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 8.25 \text{ cm}^2.$$

Armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.91 \times 10^7}{1000 \times 430^2 \times 14.67} = 0.0483$$

$$\gamma = Mu / M_{ser} = 14.91 / 10.92 = 1.36$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times (f_c 28 / \theta) - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0.2367.$$

→ Si $\mu_{bu} = 0.0490 < \mu_{lu} = 0.2367$ alors :

$$A_s' = 0 \text{ et } A_s = \frac{Mu}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

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

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.062$$

$$\rightarrow z = 43 \times (1 - 0.4(0.049)) = 41.93 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{14.91 \times 10^6}{41.93 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 10.22 \text{ cm}^2.$$

✓ **Ferraillage en travée poutre principale :(section 30x45)**

Niveau	localisé	M_a (kn.m)	A_{RPA} (cm ²)	A calcul (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etagé courant	Appuis	149.1	6.75	10.22	3HA16+3HA14
	Travée	120.9		8.25	6HA14
Etagé terrasse	Appuis	98.8	6.75	6.71	6HA12
	Travée	43.3		8.19	6HA14

✓ **Ferraillage en travée poutre secondaire :(section 30x40)**

Niveau	localisé	M_a (kn.m)	A_{RPA} (cm ²)	A calcul (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etagé courant	Appuis	134.5	6	10.48	3HA16+3HA14
	Travée	120.2		9.33	6HA14
Etagé terrasse	Appuis	45.1	6	3.44	6HA12
	Travée	28.5		2.17	6HA12

Tableau.V.1 Ferraillage des poutres principales et secondaires

Disposition constrictive : Calcul des armatures transversales :

a)-Le diamètre des armatures d'âme : est donné par l'inéquation suivante :

Selon BAEL 91 Art 7.2.2 : $\Phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35} = 12.85, \frac{b}{10} = 30, \Phi_t = 12 \right\} \Rightarrow \Phi_t = 10mm$.

b)-Ferrailage des armatures transversales :

Donc on prend $\varnothing_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

c)-L'espacement des cours des cadres :

$$S_t \leq \begin{cases} \min(0.9d, 40\text{cm}) = 38.7\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{0.4b} = 104.66\text{cm} \end{cases}$$

Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.3\% S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \Phi_l\right) = \min(11.25, 12) = 11.25\text{cm} . \text{ On adopter}$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

Dans la zone courante et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5 \Rightarrow S_t = 15\text{cm} .$$

$$\text{Alors : } A_{t \min} = 0.003 \times S \times b = 1.35\text{cm}^2 \leq A_t \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

d)-Longueur de recouvrement : Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40\varnothing$

$$\varnothing_l = 16\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 64\text{cm}, \text{ soit } L_r = 65\text{cm}.$$

$$\varnothing_l = 14\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 56\text{cm}, \text{ soit } L_r = 60\text{cm}.$$

$$\varnothing_l = 12\text{mm} \Rightarrow L_r \geq 48\text{cm}, \text{ soit } L_r = 50\text{cm}.$$

V.2.6. Vérification :**V.2.6.1. Vérification à l'ELU :****1- Condition de non fragilité :** Poutres principales et secondaires

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \Rightarrow 0.23 \times 30 \times 42.5 \times 2.1/400 = 1.53\text{cm}^2 < A_{cul}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2- Vérification de l'effort tranchant : Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente

τ_u Prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]} \text{ Avec :}$$

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;

- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;

- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_u doit être en plus égale au plus des deux valeurs $\tau_u \equiv \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$
 $= 3.33 \text{ MPa}$

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	592.2	1.37	Vérifiée
Secondaires	293.0	0.68	Vérifiée

Tableau.V.2 Vérification des contraintes tangentielles

a) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires $A_l = \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²)Appui	V_u (KN)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$	Observation
Principales	10.22	592.2	1.70	0.59	Vérifiée
Secondaires	10.48	293	0.84	-0.28	Vérifiée

Vérification à l'ELS

• État limite de compression du béton

Tab V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Elément	$M_{ser}(KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	-109.2	16.46	152575	4.22	15	Vérifiée
	Travée	88.6	15.15	130756	10.27	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-98.3	16.62	155305	10.52	15	Vérifiée
	Travée	87.9	15.90	142977	9.77	15	Vérifiée

• Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

Poutres principales

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 45/360 = 0.125 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$h/L \geq M_t/10 \times M_0 \Rightarrow \frac{45}{360} = 0.125 \geq 120.9/149.1 \times 10 = 0.081 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A/b_0 \times d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 10.22/35 \times 42.5 = 0.0079 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Poutres secondaires

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 40/360 = 0.111 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$h/L \geq M_t/10 \times M_0 \Rightarrow \frac{40}{360} = 0.111 \geq 120.2/134.5 \times 10 = 0.0893 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A/b_0 \times d \leq 4.2/f_e \Rightarrow 10.48/35 \times 42.5 = 0.0091 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont Vérifiées.

V.3. les poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles

V.3.2. Etude des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **robot Autodesk version 2014** dans l'ordre suivant :

1. 1.35G+1.5Q
2. G+Q
3. G+Q+E
4. G+Q-E
5. 0,8G+E
6. 0,8G-E
7. G+Q+1.2E
8. G+Q-1.2E

Le ferrailage est calculé selon les couples de sollicitation suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{corresponda}$.
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$.
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{corresponda}$.

Recommandations du RPA99/Version 2003

a. Armatures longitudinale

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone **II**.
- Leur pourcentage maximal :

$A_{max} = 4\%$ De la section du béton en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ De la section du béton en zone de recouvrement

- $\varphi_{min} \geq 12$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\varphi_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique)

Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99.

Niveau	Section du poteau	$A_{min} RPA (cm^2)$	$A_{max} RPA (cm^2)$	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	60*55	26.4	132	198
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	55*50	22	110	165
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50*45	18	90	135
5 ^{ème} et 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45*40	14.4	72	108

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \rho_a \times V_u h_1 \times f_e \dots \dots \dots RPA99/version2003 (Art 7. 4. 2)$$

Avec:

- V_u : Effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $\leq \min(10\phi_l; 15cm)$.

Dans la zone courante : $\leq 15cm$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversale minimale : A_t

$\min$ en % est donnée comme suit :

$$A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{tmin} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

$3 < \lambda_g < 50$ on interpole entre les valeurs limites précédentes.

V.1.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **robot Autodesk**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

	niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème}
Les combinaisons	section	60*55	55*50	50*45	45*40
	Les efforts				
1.35G+1.5Q	N^{max}	2188.1	1909.2	1392.4	898.8
	MY^{corr}	20	14.8	8.9	4.5
	MZ^{corr}	2.9	3.2	2	1.1
(G+Q+E) (G+Q+1.2 E) (0,8G+E)	MZ^{max}	94.7	96.3	61.3	52.8
	N^{corr}	1972.1	1512.2	1088.8	700.9
	MY^{corr}	74.2	71.2	65.7	52.4
(G+Q+E) (G+Q+1.2 E) (0,8G+E)	N^{min}	-516.7	-241.8	-3.3	27.6
	MY^{corr}	118.5	71.2	65.7	56
	MZ^{corr}	94.7	96.3	73.8	52.8

		ELU	ACC	ACC				
étage	Section	A _{cal}	A _{cal}	A _{cal}	A _{cal}	A _{min}	A _{RPA}	A _{adop}
RDC	60x55	9.2	9.2	13	13	6.8	26.4	4HA20+8HA16=20.61
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	55*50	8.4	9.4	9.4	9.4	6.8	22	12HA16=24.13
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50*45	7.6	7.6	8	8	6.8	18	12HA14=18.47
5 ^{ème} et 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45*40	6.8	6.8	6.8	6.8	6.8	14.4	12HA14=18.47

Tableau.V.8 Ferrailage des poteaux

b. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t/t = \rho_a \times V_u/h_1 \times f_e \dots \dots \dots$$

RPA99/version2003(Art7. 4. 2)

Avec:- V_u : Effort tranchant de calcul.

- h_1 : Hauteur totale de la section brute

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

Dans la zone nodale : $\leq \min(10\phi_l; 15cm)$.

Dans la zone courante : $\leq 15cm$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversale minimale : t

t_{min} est donnée comme suit :

$\{A_{tmin} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$

$A_{tmin} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$

$3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Sections (cm ²)	ϕ_l min cm	V (KN)	λ	l_r cm	t zone nodale	t zone courante	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{t_{adop}}$ (cm ²)	barres
60*55	1.6	133.5	24.59	64	10	15	2.08	3	4.71	6T10
55*50	1.6	118.5	22.35	64	10	15	2.40	2.75	4.71	6T10
50*45	1.4	95.4	22.35	56	10	15	1.98	2.5	4.71	6T10
45*40	1.4	98.3	22.35	56	10	15	2.3	2.25	4.71	6T10

c).Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur

limite suivante :

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04 \quad ; \quad \tau_{adm} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \quad ; \quad \tau_b = \frac{V}{b.d}$$

Niveau	Section	L _f	λ_g	ρ_d	d	V _d	τ_u	τ_{adm}	Obs
RDC	60*55	273.7	4,97	0.04	57	133.5	0.39	1	Vérifiée
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	55*50	226.1	4,522	0.04	52	118.5	0.45	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50*45	226.1	5,02	0.075	47	95.4	0.45	1.875	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	45*40	226.1	5,65	0.075	42	98.3	0.58	1.875	Vérifiée

Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés visà vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- **B_r** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour} \quad \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$\lambda = 3.46 \times l_f / b$ pour les sections rectangulaires.

$\lambda = 4 \times l_f / i$ pour les sections circulaires.

$L_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 2188.1 \text{ KN}$$

$$l_f = 273.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 24.59 < 50 \rightarrow \alpha = 0.822/1.10 = 0.786$$

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.2809 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.786 \times [(0.2809 \times 25)/0.9 \times 1.5 + (0.002061 \times 400)/1.15] = 4578.63 \text{ kn}$$

$$N_d = 2188.1 \text{ kn} < 16520.41 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas risque de flambement}$$

Niveau	Section	l_0	l_f	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu (KN)	Nd (KN)	Obs
RDC	60*55	391	273.7	24.59	0.786	20.61	2809	4578.63	2188.1	Vérifiée
1ère et 2ème	55*50	323	226.1	22.35	0.785	24.13	2304	3916.54	1909.2	Vérifiée
3ème et 4ème	50*45	323	226.1	24.83	0.772	18.47	1849	3197.78	1392.4	Vérifiée
5ème et 6ème 7ème et 8ème	45*40	323	226.1	27.93	0.753	18.47	1444	2556.48	898.8	Vérifiée

V.4. Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zonella (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- **1.35G+1.5Q**

- **G+Q**

- $G+Q \pm E$

- $0.8G \pm E$

Recommandation du RPA 99/2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile.

- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur

$L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm. Les barres

du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10ϕ

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par $1m^2$ au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{min} = 15\% \times b \times h \Rightarrow$ dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{min} = 10\% \times b \times h \Rightarrow$ dans la zone courante du voile.

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 .

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 4ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

✓ 2ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Ferraillage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M » pour une section (b*L). Les efforts sont tirés directement du **Robot Autodesk** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables.

Le calcul des armatures horizontales se fait selon la formule suivante :

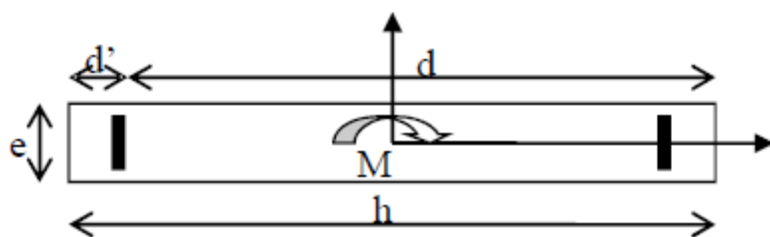
$$A_{h/e} \times S_h \geq \tau_u / 0.8 f_e \quad \text{Avec : } \tau_u = 1.4 \times V_{de} \times d.$$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du **RPA99/v2003Art (7.7.2.)** comme suit : $\tau_{adm} = 0.2 f_{c28}$.

❖ Adaptation des résultats de refends parelles à (OY) :

Selon RPA 99 :

- Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendu est de 0,20 %.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticaux est horizontaux des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section de voile 0,15%.
 - En zone courant 0,10%.



1) Les voiles de largeur = 1.30m :

Niveau	M (kn.m)	N (kn)	A _{cal}	A _{RPA}	A _{dop}	A _{réel}
RDC	364.02	39.39	21.50	2.6	2(6HA14+5HA12)	29.78
1-2	218.59	-3.96	12.55	2.6	2(6HA10+5HA10)	17.28

3-4	182.34	-7.85	10.52	2.6	2(6HA10+5HA8)	14.44
5-6-7-8	85.84	-6.52	4.92	2.6	2(6HA8+5HA8)	11.06

3) Les voiles de largeur =3.00m :

Niveau	M (kn.m)	N (kn)	A _{cal}	A _{RPA}	A _{dop (v)}	A _{réel}
RDC	1123.97	-361.91	37.24	4	2(6HA16+5HA14)	39.52
1-2	469.2	-304.92	13.78	4	2(6HA10+5HA10)	17.28
3-4	348.46	-20.81	12.80	4	2(6HA10+5HA8)	14.44
5-6-7-8	210.84	-16.81	7.7	4	2(6HA8+5HA8)	11.06

Disposition constructive des armatures de refends :

1) L'espacement des armatures verticales :

Selon RPA 99 :

- L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1,5 a = 30 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots (1)$$

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$

de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.....(2).

D'après (1) et (2) on choisit :

➔ $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

➔ $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courant.

2).L'espacement des armatures horizontales :

Selon RPA 99 : L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1,5 a = 30 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale } S_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{En zone courante } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Longueur de recouvrement :

Selon RPA 99 : **Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :**

- ✓ 40 Ø = 56 cm pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20 Ø = 28 cm pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

❖ Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} \quad \text{Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}, \quad \text{Avec } \bar{V} = 1,4 V_u$$

Voile	L (m)	V _u (kn)	τ _b (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Voile1	1.3	101.40	0.61	5	OK
Voile3	3	249.55	0.97		

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailée. Le ferrailage adoptée est le maximum donnée par le

RPA .Il est notée que le ferrailage minimum **RPA** est souvent plus important que celui calculéPar le **BAEL**.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **robot Autodesk** .

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données

par le **robot Autodesk**.

Les ferrailles adoptées respectent les recommandations de **RPA 99**et le **BAEL 91**.

VI. Etude d'infrastructure :

VI.1.Introduction :

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure.

Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI-2-Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2.3 bars.

Combinaisons d'actions à considérer sont :

$$1. G + Q \pm E$$

$$2. 0.8G \pm E$$

D'après **RPA 99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

Selon les combinaisons citées par le **BAEL91**

$$3. G + Q ;$$

$$4. 1.35G + 1.5Q$$

Vérification des semelles isolées :

On prend la semelle la plus sollicitée et on vérifie la loi suivante

$$N/S \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

- **N** : L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **Robot Autodesk**

- **S** : surface d'appui de la semelle

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

$$N = 2188.1 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 2.3 \text{ bar}$$

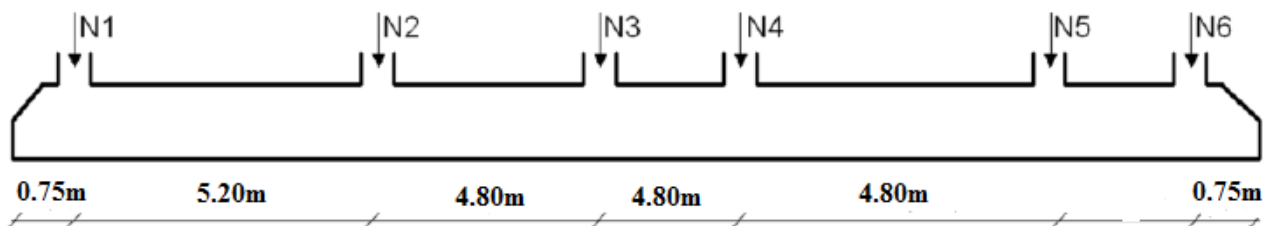
Le poteau le plus sollicité a une section carrée $S=B*B$

$$N/S \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \sqrt{N/\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = 3.08 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans les deux sens varie entre 2.6m et 4.45 sens y-y et entre 3.6 m et 3.85 selon x-x. On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas **ne convient pas**.

Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.



On a :

$$N_1 = 802 \text{ KN} ; N_2 = 1513.3 \text{ KN} ; N_3 = 1957 \text{ KN} ; N_4 = 2188.1 ;$$

$$N_5 = 1955.1 \text{ KN} ; N_6 = 1504 \text{ KN}.$$

$$\sigma_{sol} \geq N/S = N/B \times L \Rightarrow B \geq N/\sigma_{sol} \times L \quad ; N = \sum N_i = 9919.5 \text{ KN}$$

$$L = \sum l_i = 18.10 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} \geq N/S = N/B \times L \Rightarrow B \geq N/\sigma_{sol} \times L = 9.91/0.23 \times 18.10 = 2.38 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix **ne convient pas**.

Vérification du Radier général

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.3 Pré dimensionnement du radier

➤ La Condition de coffrage

$L_{max} = 4.45m$, la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

- **Nervure** : $h_t \geq L_{max}/10 = 445/10 = 44.5cm$; *soit $h_t = 60cm$*

- **Dalle** : $h_0 \geq L_{max}/20 = 22.25cm$; *soit $h_0 = 30cm$.*

• Vérification de condition de rigidité

$$L_{max} \leq (\pi \times l_e) / 2$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

- E : module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{ KPa}$.

- I : inertie de la section du radier.

- K : module de résistance du sol. (On un sol moyen donc $K = 4 \times 10^3 \text{ KN/m}^3$).

- b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.73m$$

On prend : $h_t = 80cm$

• La surface du radier

$$N/S_{rad} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq N/\bar{\sigma}_{sol}$$

N : Effort transmis de la superstructure + poids du radier + poids des terres.

- **Poids du radier** :

$$P_{rad} = S_{structure} \times h_r \times \gamma_b = 326.25 \times 0.3 \times 25 = 2446,875 \text{ KN}$$

- **Poids des terres** :

$$P_{terres} = S_{structure} \times \gamma_h \times (D - h_t) = 326.25 \times 19 \times (1.5 - 0.8) = 4339,125 \text{ KN}$$

D : Ancrage du radier.

Alors :

$$N = 2446,875 + 4339,125 + 42592.92 = 49378,92KN$$

$$S_{rad} \geq 49,37892/0.23 = 214.69m^2$$

$$S_{bat} = 326.25m^2 \geq S_{rad} = 252.9m^2 \Rightarrow S_{bat} = S_{rad} = 327m^2$$

VI.4 Vérifications nécessaires

• Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au

Poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times f_{cj} \gamma_b$$

N_d : charge de calcul pour l'élément vertical le plus sollicité à partir du robot autodesk.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$N_d = 2879.241KN$$

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 5.8m$$

$$N_d = 2.1881MN \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times 25 \times 1.5 = 3.48MPa$$

• Vérification de la contrainte dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

A partir du programme **Socotec** on a : $I_{xx} = 16208.2m^4$; $I_{yy} = 9498.5m^4$; $X_G = 8.89m$;

$$Y_G = 11.18m$$

$$M_x = 29872.106KN.m ; M_y = 25764.755KN.m$$

Sens x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = (49,378/327) + (29.872106/16208.2) \times 11.18 = 0.17MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = (49,378/327) - (29.872106/16208.2) \times 11.18 = 0.13MPa$$

$$\sigma_{moy} = (3 \times 0.15 + 0.12)/4 = 0.14 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.23MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_1 = N/S_{rad} + M_y/I_{yy} \times X_G = 49,378/327 + (25.764755/9498) \times 8.89 = 0.15MPa$$

$$\sigma_2 = N/S_{rad} - M_y/I_{yy} \times X_G = 49,378/327 - (25.764755/9498) \times 8.89 = 0.14MPa$$

$$\sigma_{moy} = 3 \times 0.15 + 0.14/4 = 0.147 > \bar{\sigma}_{sol} = 0.23 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99/v2003 (Art : 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e =$

$$M/N \leq B/4$$

$$\text{- sens x-x : } e = 29.872106/49,378 = 0.60m \leq 14.5/4 = 3.62m$$

$$\text{- sens y-y : } e = 25.76475550.58012 = 0.51m \leq 14.5/4 = 3.62m$$

• **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier que :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

f_s : 1.15 (Coefficient de sécurité).

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment = 1.5m.

γ_w : Poids spécifique de l'eau = 10KN/m².

S_{rad} : Surface totale du radier = 327m².

$$N = 49378,92 \text{KN} \geq 1.15 \times 1.5 \times 327 \times 10 = 5640.75 \text{KN}.$$

VI .5 Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

1) Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{struc}} = \frac{49378,92}{327} = 151.00 \text{KN. m.}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{struc}} = \frac{36529.13}{327} = 111.71 \text{KN. m}$$

N_u et N_s : poids de la structure avec les combinaisons ELU et ELS.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{385}{445} = 0.86 \Rightarrow a \text{ l'ELU } \mu_x = 0.0496; \mu_y = 0.7052 \text{ (Annex II).}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 111.01 \text{KN. m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 78.29 \text{KN. m}$$

1) Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

➤ **En travée :** $M_{tx} = 0.85M_x = 94.35KN.m$; $M_{ty} = 0.85M_y = 66.55KN.m$

➤ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 55.50KN.m$

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12cm$; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_x = \rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times h/2$$

$$A_y = \rho_0 \times b \times h$$

Pour des aciers FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

La section à ferrailer est $1 \times 0.3 (m^2)$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Ferrailage de la dalle du radier.

		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$Nbre\ barres$
Sens x-x	travée	94.35	10.53	2.76	12.06	6HA16
	appui	55.50	5.56		6.78	6HA12
Sens y-y	travée	66.55	3.82	2.76	5.65	5HA12
	appui	39.15	5.57		6.78	6HA12

• Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t = 15cm \leq \min(2h, 25cm) = 20cm$.

Armatures // L_y : $S_t = 20cm \leq \min(2h, 25cm) = 20cm$.

2) Vérification :

• Vérification au cisaillement (ELU) :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 15.8KN$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 25.43KN$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.0158}{1 \times 0.25} = 0.063MPa < 0.07\gamma_b \times f_{c28} = 1.167MPa$ La condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Etat limite de compression du béton (ELS):

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	8.117	16.30	0.069	9.47	Vérifiée
	En appuis	4.774	9.429	0.056	6.72	Vérifiée
Sens yy	En travée	4.630	9.074	0.050	7.19	Vérifiée
	En appuis	2.723	0	0.050	4.23	Vérifiée

Schéma de ferrailage

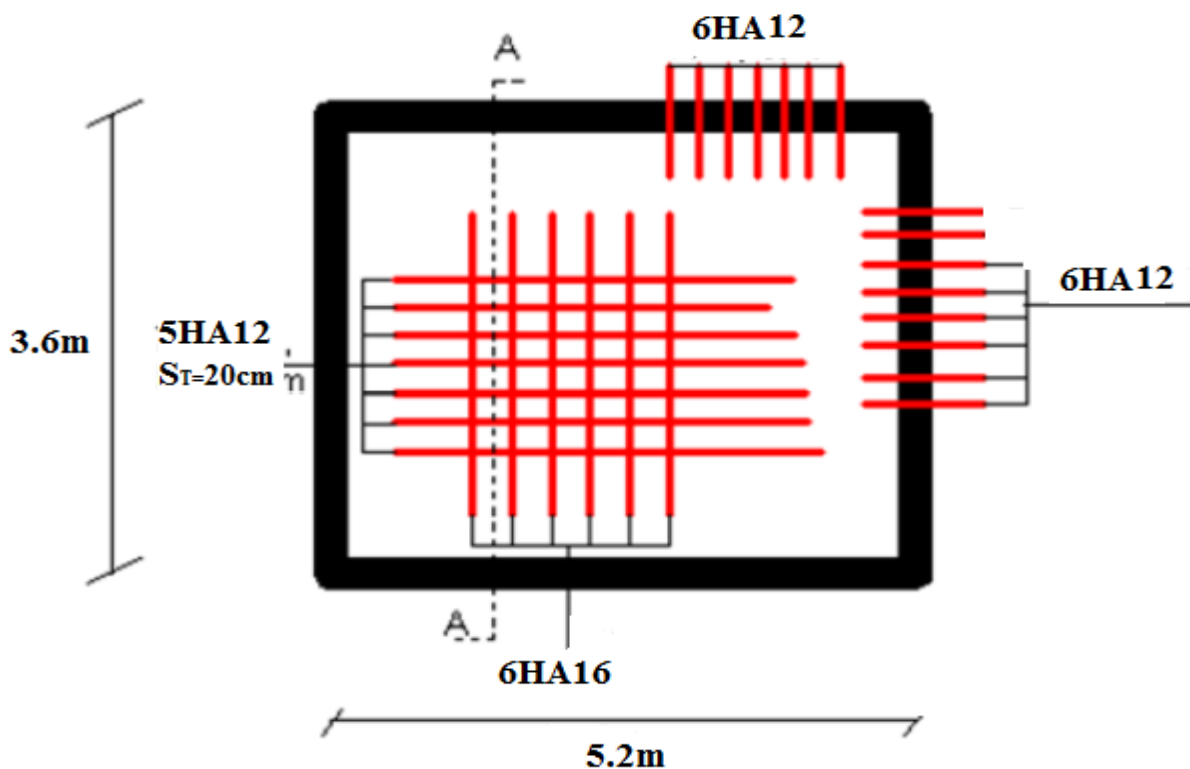


Fig.VI.1. Schéma de ferrailage du radier.

Ferraillage des nervures : Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle

$P_m = Q_u/2 \times [(1 - \rho^2_g/3) \times l_{xg} + (1 - \rho^2_d/3) \times l_{xd}]$ pour une charge trapézoïdale.

$P_m = P_v = Q_u/2 \times (\sum l^2_{xi} / \sum l_{xi})$ charge triangulaire.

$P_v = Q_u/2 \times [(1 - \rho_g) \times l_{xg} + (1 - \rho_d/2) \times l_{xd}]$ pour une charge trapézoïdale

$Q_u = 151.00 \text{ KN.m}$; $Q_s = 111.71 \text{ KN.m}$.

Moments aux appuis $M_a = \frac{-(P_u l w^3 + P_u l e^3)}{8.5(l w + l e)}$

- **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :** Consiste à déterminer les moments sur appuis par la formule suivante :

$$M_i = (q w (l'w)^3 + q e (l'e)^3) / 8.5 (l'w + l'e)$$

- $l' = l$ pour une travée de rives.
- $l' = 0.8l$ pour une travée intermédiaire.
- l représente la portée de la travée libre avec :

$$M_a = 0.15 M_0 ; M_0 = q l^2 / 8.$$

Et le moment en travée calcule par :

$$\text{Charge uniforme : } M(x) = \mu(x) + M_w (1-x/l) + M_e(x/l)$$

$$\text{Avec : } \mu = (q l / 2) x - q x^2 / 2 = q x / 2 (l - x)$$

$$M(x) = (q l / 2) x - q x^2 / 2 + M_w + ((M_e - M_w) / l) x$$

$$x = 1/2 - (M_e - M_w / q \times l).$$

M_e et M_w : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

· Sens longitudinal x-x

Travée	$l_x(m)$	$l_x'(m)$	P(KN/ml)	$M_a(KN.m)$		X(m)	(KN. M)
				M_e	M_w		
A-B	3.6	2.88	261.36	11.07	12.17	1.19	8.119
B-C	3.6	2.88	291.33	12.17	12.17	1.69	5.845
C-D	3.85	3.08	336.82	13.02	13.02	1.72	7,577
D-E	3.85	3.08	334.01	13.02	13.02	2.05	7,577
E-F	3.6	2.88	230.77	12.17	12.17	1.35	5.845
F-G	3.6	2.88	217.62	6.04	11.07	1.91	8.119

Tableau VI. 3. Charges transmises aux nervures sens x-x de radier à l'ELU

Sens longitudinal y-y

Travée	$l_x(m)$	$l_x'(m)$	P(KN/ml)	$M_a(KN.m)$		X(m)	$M_t(KN.(m))$
				M_e	M_w		
A-B	2.6	2.08	252.42	41.18	560.37	0.77	199.05
B-C	3.65	2.92	503.65	560.37	708.19	2.23	58.7
C-D	4.45	3.56	337.99	708.19	98.87	2.43	253.9

Figure.VI.4.Charges transmises aux nervures sens x-x de radier à l'ELS

Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h = 80cm; h_0 = 30cm; b_0 = 60cm$$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, /10) \Rightarrow b_1 \leq \min (360/2, 445/10) = 44.5cm$$

$$b_1 = 40cm$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 160cm$$

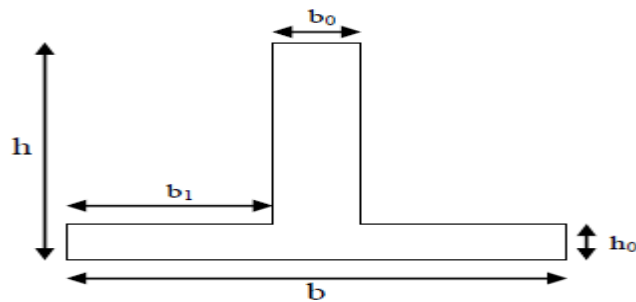


Figure.VI.6. Section à ferrailer

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
y-y	Travée	190.42	11.77	21	5HA25=24.54
	Appui	382.17	17.28	21	5HA25=24.54
x-x	Travée	253.9	11.77	21	5HA25=24.54
	Appui	708.19	32.667	21	5HA25+5HA16=34.59

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 1.47 \text{ MPa}$$

—

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

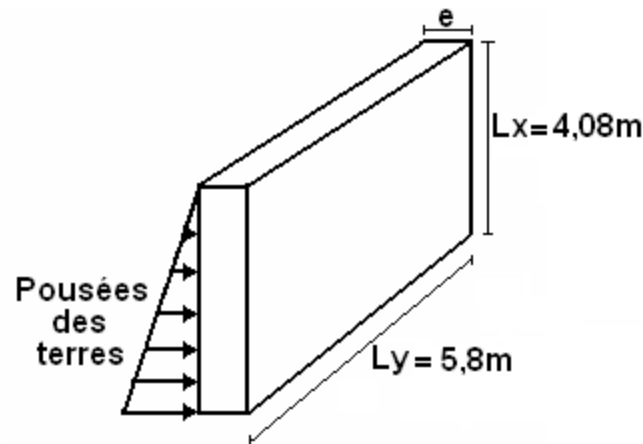
—

$$\tau_u = 0.803 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

d) Vérification à l'ELS

Localisation	Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc adm}$	σ_s	$\sigma_s adm$
y-y	Travée	152.12	15.02	1088120.3	2.17	15	110.24	201.63
	appui	264.54	15.02	1088120.3	1.56	15	195.3	201.63
x-x	Travée	220.01	15.02	1088120.3	1.7	15	147.05	201.63
	appui	414.33	18.27	1619090	2.95	15	182.9	201.63

Tableau.VI.8 Vérification des contraintes.

Fig.VI.9 Voile périphérique**VI.6 Etude du Voile périphérique :****VI.2.1 Introduction :**

Selon le RPA99/version 2003 Les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière Importante.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003

$e > 15\text{cm}$; on prend $e = 20\text{cm}$.

VI.2.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 22.1 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 28.96^\circ$
- La cohésion : $C = 0.01 \text{ bars}$.

Le voile périphérique est soumis à :

Poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) - 2 \times c \times \tan(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$G = 7,3 \times 22,1 \times \tan^2(\pi/4 - 28,96/2) - 2 \times 1 \times \tan(\pi/4 - 28,96/2)$$

$$G = 54,88 \text{ KN/m}^2$$

La surcharge accidentelle:

$$\text{On a: } q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = [q \times \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) - 2 \times c\gamma \times h \times \tan(\pi/4 - \varphi/2)]$$

$$Q = 10[\tan^2(\pi/4 - 28,96/2) - 2 \times 122,1 \times 7,3 \times \tan(\pi/4 - 28,96/2)]$$

$$Q = 3,4 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.5 Ferrailage du voile périphérique:

Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A l'ELU :

$$\sigma_{min} = 5,1 \text{ KN/m}^2$$

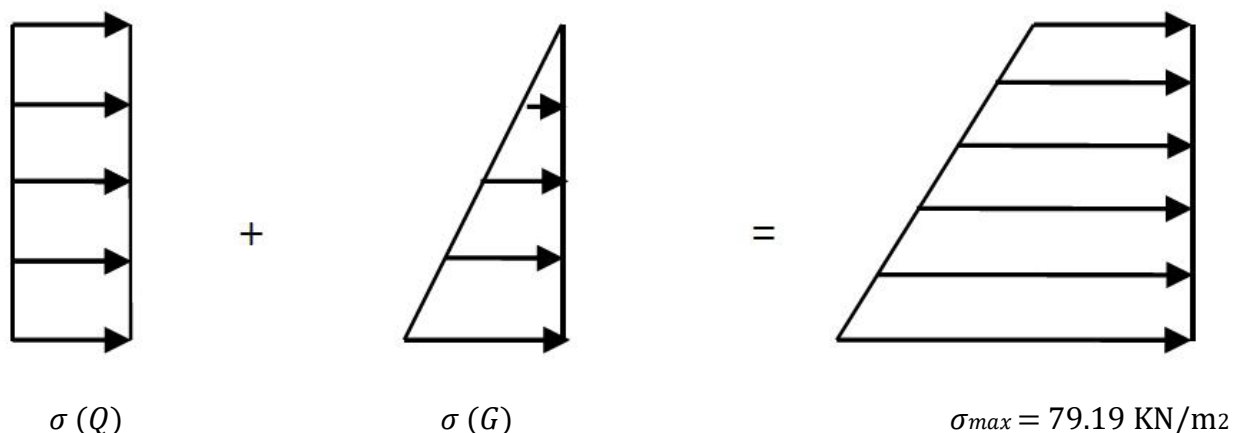


Figure 49 - Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_{min} = 1,5 \times Q = 5,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35G + 1,5Q = 79,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = (3\sigma_{max} + \sigma_{min})/4$$

$$= 60,66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 = 60,66 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$l_x = 3,6 \text{ m}$$

$$l_y = 4.45\text{m}$$

$$b = 1\text{ m}$$

$$e = 25\text{ cm}$$

$$\rho = l_x/l_y = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Tableau .10. Les Sollicitations dans le voile périphérique.

	μ	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Sens x-x	0.0561	66.19	49.6	33.09
Sens y-y	0.5959	39.44	29.5	19.72

Le ferrailage se fait pour une section de ($b \times e$).

Les résultats de calcul sont regroupée dans le tableau ci-après sachant que :

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \text{condition exigée par le RPA}$$

Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique

Sens	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
Travée x-x	49.6	0.075	0.0979	0.22	6.45	2.5	6HA12=6.79
Travée y-y	29.5	0.045	0.057	0.224	3.78	2.5	5HA10=3.93
Appui	33.09	0.05	0.064	0.224	4.24	2.5	5HA12=5.65

VI.4.6.Vérifications :

A L'ELU:

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u = V_u / (b \times d) \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$V_{ux} = (q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = (60 \times 3.6) / 2 \times 4.8^4 / (3.6^4 + 4.8^4) = 81.65\text{KN}$$

$$V_{uy} = (q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = (60 \times 4.8) / 2 \times 3.6^4 / (4.8^4 + 3.6^4) = 42.46\text{KN}$$

$$\tau_u = 81.65 \times 10^{-3} / 1 \times 0.21 = 0.38 < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0628$$

$$\mu_y = 0.7111$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = (3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min})/4 = 44.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 44.56 \text{ KN/m}$$

Tableau .11. Les Sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS

	μ	$M_0(\text{cm}^2)$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{cm}^2)$
Sens x-x	0.0628	54.53	40.89	27.26
Sens y-y	0.7111	38.77	29.08	29.83

Vérification des contraintes : La fissuration est considérée nuisible.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Dans le béton.}$$

$$\sigma_s = 15 \times (M_{ser}/I) \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5 f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{t28})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Dans l'acier.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Vérification limite de compression dans le béton.

sens		$M(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Travée	X-X	40.89	5.9	36628	6.5	15	Vérifiée
	Y-Y	29.08	4.6	23201	5.83	15	Vérifiée
Appuis		29.83	5.4	31499	4.72	15	Vérifiée

Tableau VI.13. Vérification des contraintes.

sens		$M(\text{KN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_{s \text{ adm}}(\text{MPa})$	Observation
Travée	X-X	40.89	5.9	36628	286,38	201.63	non vérifiée
	Y-Y	29.08	4.6	23201	345,01	201.63	non vérifiée
Appuis		29.83	5.4	31499	227.82	201.63	non vérifiée

$\sigma_s \geq \sigma_s \Rightarrow$ Condition non vérifiée, on va redimensionner la section d'acier.

On doit augmenter la section des armatures forfaitairement, pour cela on optera :

- 6HA14/ml=9.24cm² en travée dans le sens x-x, ce qui nous à donner une contrainte

dans l'acier : $\sigma_s = 200.5 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$.

- 6HA14/ml=9.24cm² en travée dans le sens y-y, ce qui nous à donner une contrainte

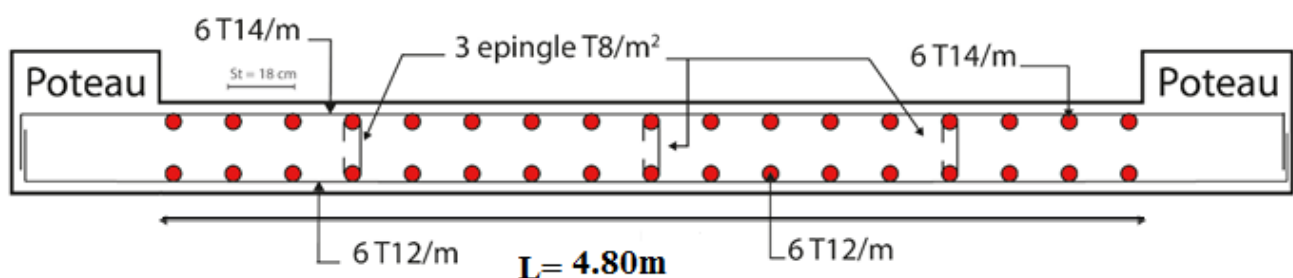
dans l'acier : $\sigma_s = 194.39 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$

- 6HA12/ml=6.79 cm² en appui, ce qui nous à donner une contrainte dans

l'acier : $\sigma_s = 179.63 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa}$.

Le schéma de ferrailage :

Figure VI.7. Ferrailage du voile périphérique.



VI.7 Les longrines :

VI.7.1 Solidarisation des points d'appui

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.7.2. dimensionnement des longrines de liaison :

Le RPA99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S₂ sont de : 25*30 cm².
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une

force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ Avec :

N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravite apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie d site considéré.

$$N=2188.1\text{KN}$$

$$F=2188.1/15=145.87\text{KN}$$

Donc : $F>20\text{KN}$

VI. 7.3. Ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

La section d'armatures est calculée en traction, alors :

$$A = \frac{F}{\sigma_{s adm}}$$

σ_s : Contrainte limite des aciers.

En cas de situation préjudiciable : $\min (2/3f, 150 \times \eta)$

$$\sigma_{s adm} = 240 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{0.14587}{240} = 6.08 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons une section de : $30 \times 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 40_{\min} \Rightarrow A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$

Choix des barres : $8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$.

❖ Armatures transversales :

Nous choisissons un cadre et une épingle 8ϕ .

Espacement des cadres $S \leq \min (20\text{cm}, 15\phi_1)$.

ϕ_1 : Diamètre des armatures.

Nous choisissons : $S_t = 20 \text{ cm}^2$.