



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un Bâtiment A usage de Commerce et
d'habitation (S-Sol + Rdc+09 Etages) en Zone de
Moyenne Sismicité**

Présenté par :

1. M^{lle} FEGHERANE SAMIA

Soutenu le / 08/ 2020 devant le jury composé de :

Président : M. MALIKI Mustapha

Examineur : M. BOUKHOULDA Hafid

Encadreur : M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu, le Miséricordieux, le Compatissant, de nous avoir donné la force et le courage de faire cette humble œuvre.

J'adresse également mes remerciements particuliers à mon professeur et à mon superviseur, M. Bessai Tohami, pour son accord à poursuivre ma lettre et pour l'intérêt particulier qu'il a porté en moi au cours de l'année, pour ses conseils de base dans le développement

Ce projet de recherche.

Je tiens également à exprimer ma gratitude aux enseignants qui ont contribué à ma formation pendant mes études de premier cycle.

Mes sincères remerciements à mes chers parents qui m'ont accompagné à chaque étape de ma vie, et qui m'ont encouragé et soutenu.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :
A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et
financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma
vie.

A mes très chères sœurs .

A mes frères .

A tout le famille.

Les petites de ma famille: "Rahma, Wiame, Assinate,
Malek, Rihabe, Hana"

A mes amies intimes

A tout ce qui ma encourager de proche et de loin de finir ce travail.

Je le dédie spécialement à mon professeur et mon encadrant

M :Bessai Touhami

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات
لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلب سكتاهم والذكرى ذكراهم،

Samia



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée + 9 étages, qui sera implanté dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone IIa.

Dans le présent travail, nous avons abordé le prédimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisé par ROBOT 2014 et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

09 +

هذا

علوية, يتم إنجازها بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa .

الديناميكية للبنية , الثانية , الأولية ,
توصيات BAEL91 بعين للبنية. هذا ROBOT 2014 وتسليح
القوانين الجزائرية RPA 99/2003

Summary

This project presents a detailed study multipurpose building consisting of a basement, a ground floor + 9 floors, which will be located in the wilaya of Mostaganem, classified zone IIa.

In the present work, we have dealt with the presizing of the various elements, the study of the floors and the secondary elements, the dynamic assessment carried out by ROBOT 2014 as well as the reinforcement of the various elements of the structure, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Sommaire :

Chapitre I : INTRODUCTION: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1-Introduction général:	1
I-2-Présentation de l'ouvrage:	1
I-3-Caractéristiques géométriques:	1
I-4-Données du site :	6
I-5-Différents éléments de la structure:	6
I-5-1-Superstructure :	6
Planchers :	6
L'ossature :	7
Maçonneries :	7
Escalier :	7
Revêtement :	7
Terrasse :	7
I-5-2-L'infrastructure :	7
I-6-Caractéristiques des matériaux:	7
I.6.1- Béton :	8
I.6.2-Les Aciers :	14
I-6-2:1Diagramme de deformatio contrainte.....	14
I-6-2-2:Contraite limite de traction des armatures.....	14
I-7-Hypothèse de calcul:	15
I-7-1-E.L.U.R :	15
I-7-2-E.L.S:	17
I-8-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites:	17

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II-1-Introduction :	13
II-2-Pré dimensionnement des poutres:	13
II-2-1-Poutres principales:	13
II-2-2-Poutres secondaires :	14
II -3-Pré dimensionnement des planchers :	14
II-3-1-Planchers à corps creux :	14
II-4-Evaluation des charges et des surcharges :	15
II-4-1-Charge permanente :	15
II-4-2-Charges d'exploitations :	16
II-5-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	16
II-6-Pré dimensionnement des poteaux:	17
II-6-1-Principe :	17
II-6-2- Surface du poteau le plus sollicité: :	18
II-6-3-Exemple de calcul :	18

II-7-Pré dimensionnement des voiles :	22
---	----

Chapitre III: Etude des planchers :

III -1- Introduction :	
III-2-Dimensionnement des poutrelles :	
III-2-1-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :	
III-3-Méthode de calcul des poutrelles :	
III-3-1- Planchers étages courant :	
III-3-1-1-Méthode forfaitaire :.....	
III-3-2-Plancher terrasse :.....	
III-3-2-1-Méthode de Caquot :	
III-4- Etude des poutrelles :	
III-4-1-Les types des poutrelles.....	
III-5-2-Les combinaisons de charges:	
III-5-3-Exemple de calcul :.....	
Moments En travées :	
Efforts tranchants :.....	
III-5-4-Le ferrailage :	
III-5-5-Vérification des contraintes à L'ELS :.....	

Chapitre IV : les éléments non structuraux

IV-1 Escaliers:	
IV-1-1-Introduction:	
IV-1-2-Terminologie :	
IV-1-2-1- Dimensions des escaliers :	
Détermination des sollicitations :.....	
b-Evaluation des charges et des surcharges :	
c-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :	
d-Schéma statique	
e-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S	
IV-1-2-2- Dimensionnement des escaliers :.....	
b-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :.....	
c-Schéma statique.....	
d-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S.....	
e-Schéma statique.....	
IV-1-2-3-Ferrailage:	
IV-1-2-4-Vérifications des contraintes à l'E.L.S:	
IV-1-2-5-Vérifications de La flèche:(selon le B.A.E.L 91).....	
IV-2-Poutre palière :	
IV-2-1-Dimensionnement :.....	
IV-2-2-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	
IV-2-3-Vérification ELS :	
IV-2-3-Calcul de la flèche :	

IV-3- Acrotère :
IV-3-1- Introduction.....
IV-3-2-Dimensions :
IV-3-3-Calcul des sollicitations :
a-Poids propre :
b-Surcharge :
c-Enrobage :
d-L'excentricité :
IV-3-4-Vérification si la section est comprimée:
IV-3-5-Calcul de ferrailage a ELU :
IV-3-6-Vérification des contraintes (ELS):.....
IV-4-Balcons :
IV-4-1-Introduction:
IV-4-2-Exemple de calcul :(cas 1)
IV-4-3-Descente de charge :
IV-4-4-Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur:.....
IV-4-5-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:.....
IV-4-6-Calcul des moments max: (ELS)
IV-4-7-Calcul du ferrailage:.....
IV-4-8-Vérifications:
IV-5-Ascenseur:
IV-5-1-Introduction:
IV-5-2-Etude de l'ascenseur:

Chapitre V : Etude sismique

V-1- Introduction :
V-2-1-1-Modélisation de la masse :
V-2-1-2-Modélisation de la structure étudiée :
V-2-1-2-1 :Présentation du logiciel :
V-3-Evaluation des efforts sismiques :
V-3-1-Nombre de mode à considérer
:
V-3-2 :MODILISATION
V-4-Les dispositions des voiles:.....
V-4-1- Calcul des masses de la structure (La 1 ^{ème} disposition):
V-4-2- Calcul des masses de la structure (La 2 ^{ème} disposition):
V-4-3- Calcul des masses de la structure (La 3 ^{ème} disposition):
V-4-4- Calcul des masses de la structure (La 1 ^{ème} disposition):
V-5- Calcul des masses de la structure :
V-6 :Détermination des poids (Wt) de la structure :
V-6-1: Vérification des déplacements
V-6-2-Définition des masses: :

V-7 :CONCLUSION.....

Chapitre VI : Etude du vent

VI-1-Présentation générale:
VI-2-Les caractéristiques de la construction:.....
VI-3-La catégorie de terrain :
VI-4-Calcul de l'action du vent :
 VI-4-1-Principe de calcul :
 VI -4-2-Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:
Détermination de coefficient dynamique C_d :
 Sens x.x.....
 Sens y.y.....
Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} :.....
 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}
VI-3-Calcul de la résultante des pressions :
VI-4-Vérification de la stabilité
VI-5- Conclusion.....

Chapitre VII : Ferrailage des portiques

VII -1-1-Les poutres :
 a- Méthode de calcul :
 b- Les armatures longitudinales :
 C- Poutres principales de (40x45) cm² :
 d-poutres secondaires de rive (40x40) cm² :
 e-Vérifications:
 e-1-Poutres principales (40x45) cm² :
 e-2-Poutres secondaires (40x30) cm² :
VII- 1-2- Les poteaux :
 b-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :
 c- Exemple de calcul :

Chapitre VII-I :Ferrailage des voiles

VII-1-Introduction:.....
VII-2-Le système de contreventement :
 a) Conception :
 b) Calcul :
 c) Principe de calcul :
VII-3-La méthode de calcul :
VII-4- Ferrailage des voiles :
Exemple de calcul :
Détermination des contraintes :
1- Calcul des armatures verticales ::

- 2- Calcul des armatures horizontales :.....
- 3- calcul des armatures transversales :

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

- IX-1-Calcul du voile périphérique :
- IX-1-1- Introduction :.....
- IX-1-2- le Dimensionnement :
- IX-1-3-Calcul des charges :
- a- Poussée des terres :.....
- b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :
- C - La charge pondérée :
- IX-1-4-Calcul du ferrailage :
- Les vérifications :
- b)Calcul du ferrailage :
- IX-2-6-Ferrailage des poutres de libages :.....
- a) Sens longitudinale :.....
- b) Sens transversale:
- La conclusion.....

IX-1-Calcul du voile périphérique :.....

IX-1-1- Introduction :.....

IX-1-2- le Dimensionnement :.....

IX-1-3-Calcul des charges :.....

IX-1-4-Calcul du ferrailage

Les vérifications :.....

IX-2-Etude des fondations :.....

IX-2-1-Choix du type de fondations :.....

IX-2-2-Vérification du chevauchement :.....

IX-2-3-Définition du radier :.....

IX-2-4-Pré dimensionnement du radier :.....

IX-2-5-Ferrailage du radier :.....

Introduction générale

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

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+9+1S/sol, présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques)

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ROBOT* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

Stabilité d'ensemble.

- Effet P-D.
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.



I-1-Introduction général :

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques ; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages. De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et 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 la sécurité des usagers et la protection de l'environnement. Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventements) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

La réglementation parasismique algérienne, comme toute réglementation n'a pas un caractère définitif ni scientifique absolument exact mais représente la réunion d'un consensus (accord) technique traduisant l'état des connaissances scientifiques et d'un consensus sociétal traduisant les limites de la protection parasismique définies comme acceptables. Elle énonce l'obligation de construire parasismique. En effet deux injonctions peuvent être adressées à un maître d'ouvrage : l'obligation d'appliquer les règles parasismiques (caractère normatif) ou la démonstration du caractère parasismique de sa construction. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au domaine de Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

I-2-Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment composé d'un rez de chaussé et 9 étages avec sous-sol. Le premier étage c'est pour les bureaux et les autres étages sont pour l'habitation avec un sous-sol utilise comme un parking.

Cet ouvrage sera implanté à « Mostaganem » classé en zone de moyenne sismicité (zone II a) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA 99) modifié en 2003. Après une descente des charges et un pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, CBA93 et RPA99/version 2003.

I- 3- Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan	23,15 m.
Largeur en plan	19,80 m.
Hauteur étage courant	03,06m.
Hauteur du RDC	04,08 m.
Hauteur de sous-sol	04,48m.
Hauteur totale	34,68

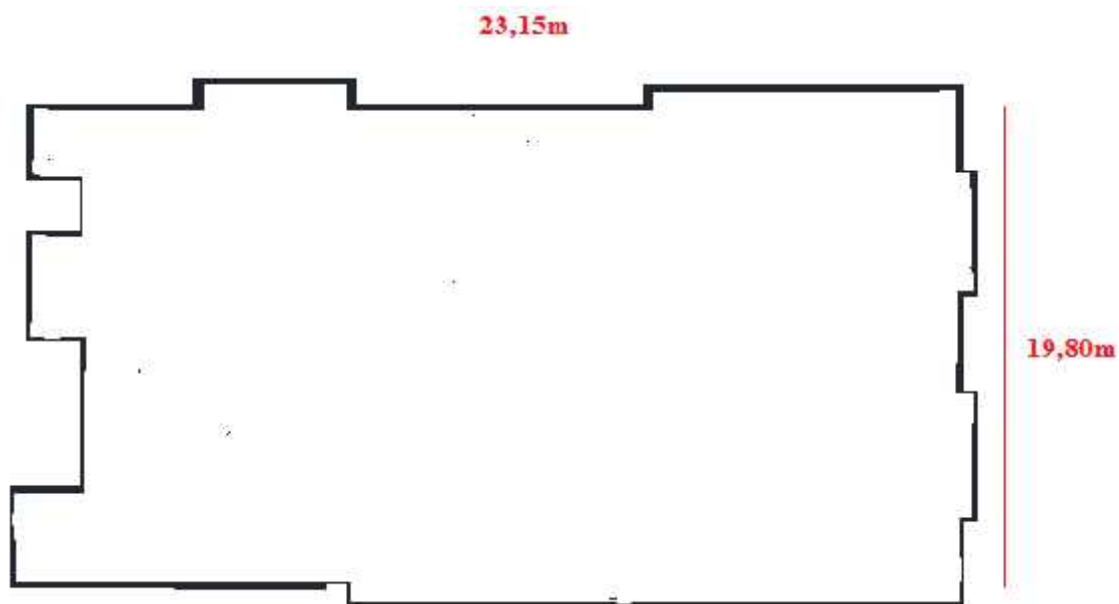


Fig.I.1. Vue en plan de la structure.

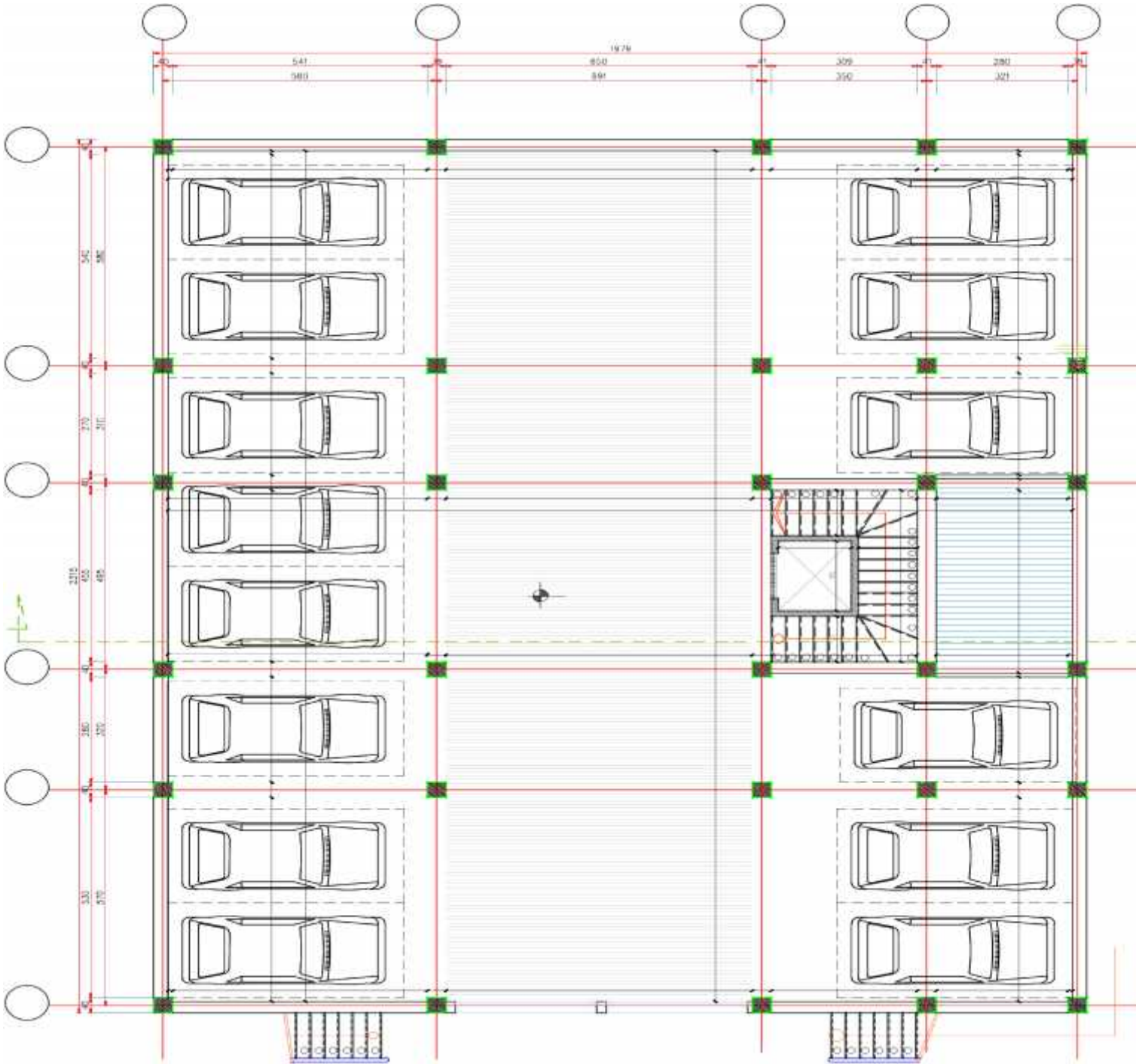


Fig.I.2. :Vue en plan niveaux S-SOL de la structure

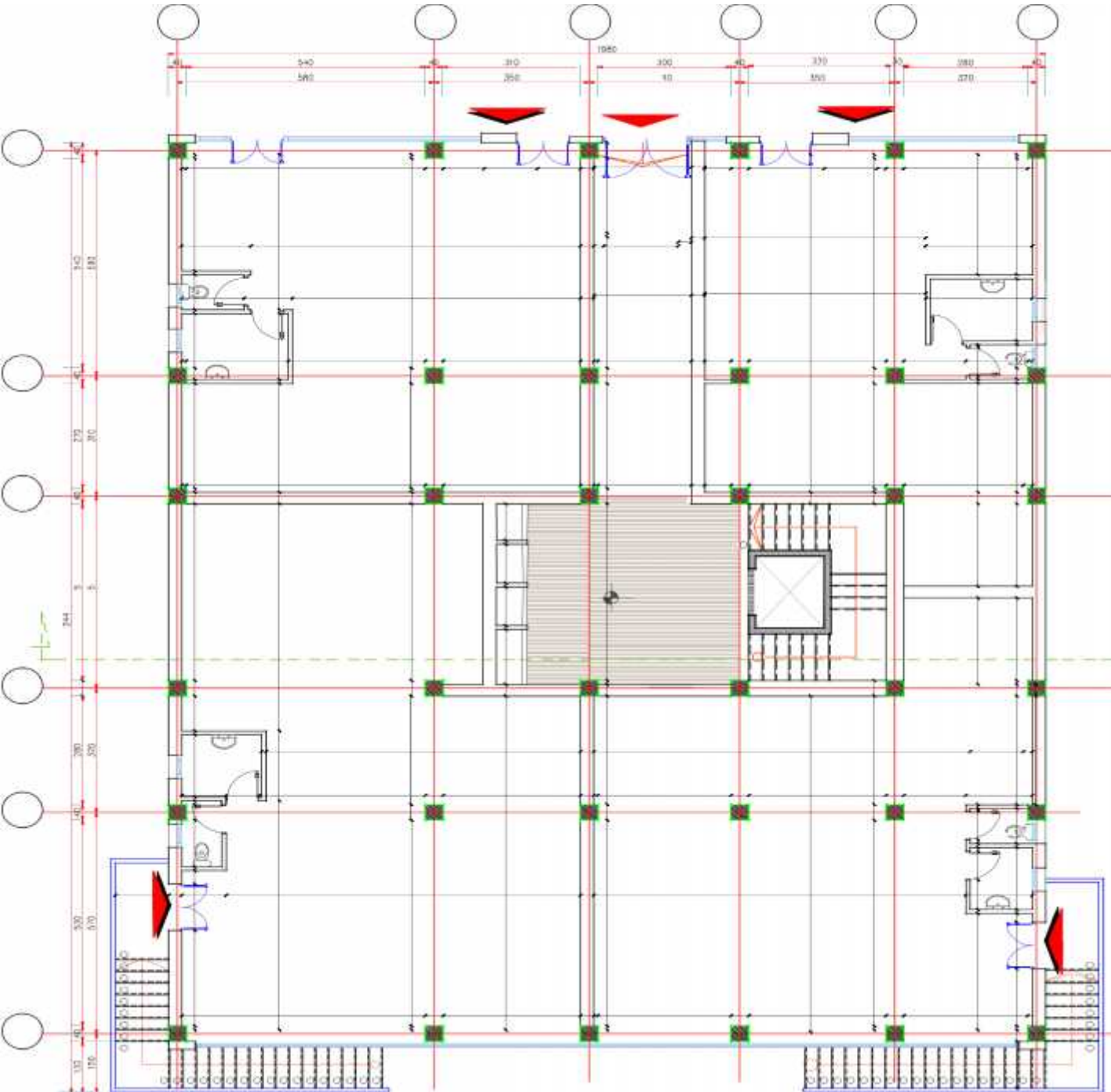


Fig.I.3. :Vue en plan niveaux RDC de la structure

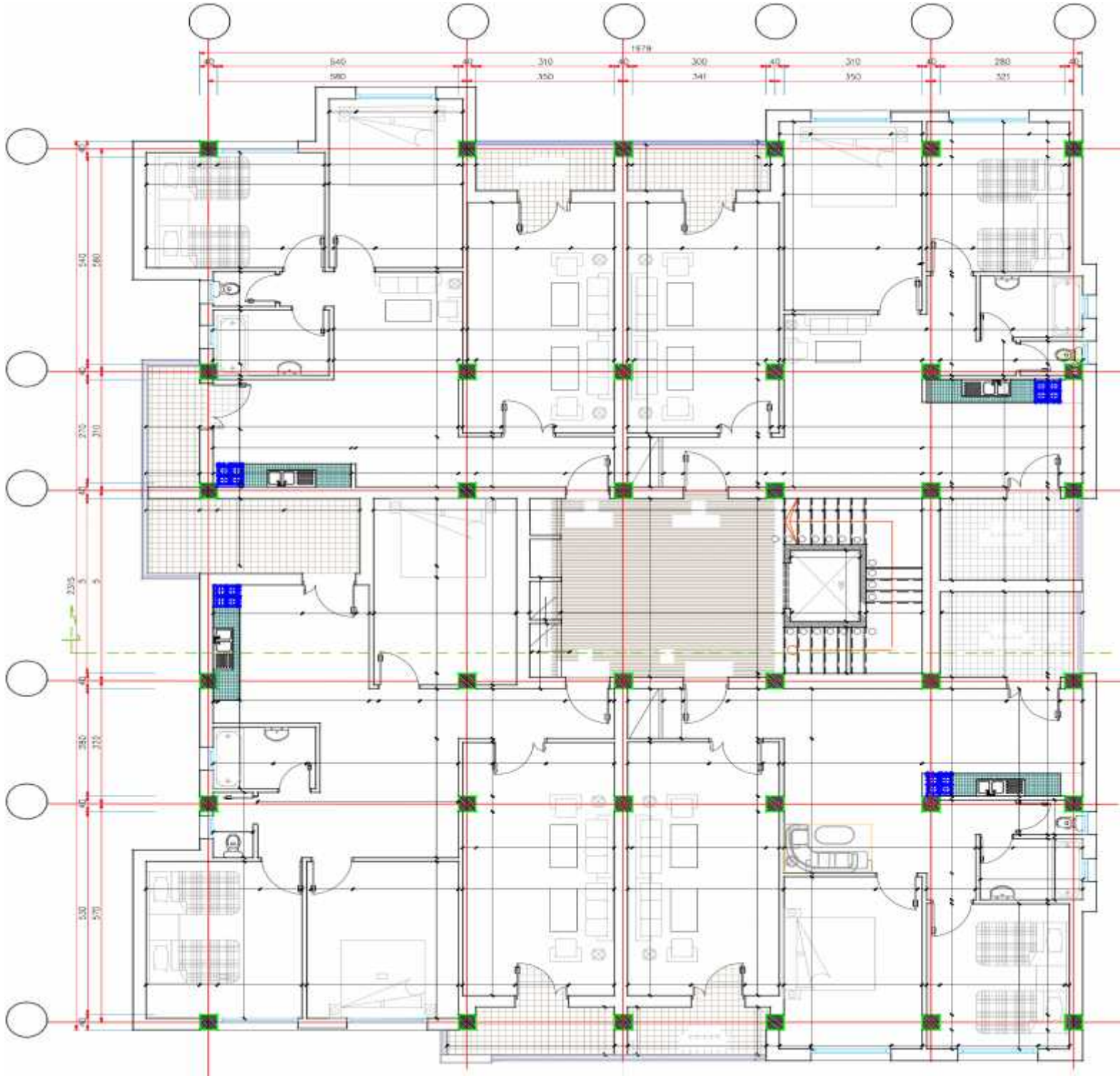


Fig.I.4. :Vue en plan niveaux étage courant de la structure

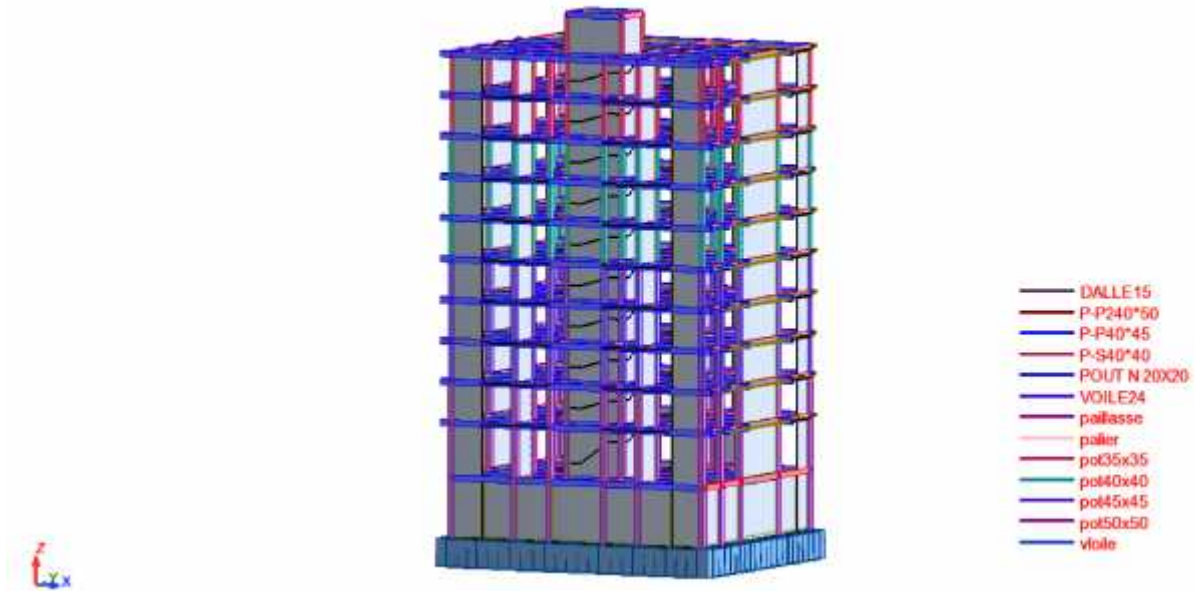


Fig.I.5. :Vue en plan 3D de la structure

I-4-Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- Le site est considéré comme meuble (S_3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.

I-5-Différents éléments de la structure :

I-5-1-Superstructure :

Planchers :

Un plancher est une aire généralement pas plane, destinée à limiter les étages et a supporté les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

Une fonction de résistance : il doit supporter son poids propre et les surcharges.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique. Il y a deux types des Planchers dans notre bâtiment :

- Plancher à corps creux pour le RDC et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine pour les balcons et les escaliers.

Maçonneries :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

-Murs extérieurs : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur lame d'air de 5 cm d'épaisseur et Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

-Murs intérieurs : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

Escalier : La cage d'escalier permet l'accès du niveau SS, RDC, 9ème étages. Le bâtiment comporte quatre types d'escaliers, escalier à deux paliers trois volées, escalier à un palier deux volées, escalier à un palier une volée, escalier à cartourno....

Revêtement :

Enduit en ciment pour le sous plafond.

Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs Intérieurs.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

I-5-2-L'infrastructure :

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

Capacité portante

$\sigma = 2,5 \text{ bars}$ pour un ancrage du sol $D=4,08\text{m}$.

L'angle de frottement interne du sol $\Phi = 30^\circ$.

Le site est de nature ferme donc S_3

I-6-Caractéristiques des matériaux:

Notre bâtiment sera construit en béton armé, matériau composé de béton et de barres d'acier.

I.6.1 Béton :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

a. Composition :

a.1- Ciment : Le CPJCEM II42,5A (ciment portland artificiel de classe 42,5) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

a.2- Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

-Sable de dimension ($D_s = 5$) mm

-Graviers de dimension ($5 < D_g < 25$) mm

a.3- Eau de gâchage : elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton

b-Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

b-1-Résistance à la compression : désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$f_{c28} \leq 40MPa \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28}$$

$$f_{c28} \geq 40MPa \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28}$$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours, on prend : $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25MPa$

b-2-Résistance à la traction : La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais.

Parmi ces essais on peut citer :

1. Traction

directe sur les cylindres précédents.

2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

3. Traction par 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, noté f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25$ MPa et à la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa.

Les principaux avantages du béton armé sont :

Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003,

Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limite définies ci-dessous :

C- Définition des états limites :

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

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ces éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et ces serait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

➤ **Etat limite ultime : (ELU)**

Correspondant à la limite :

- ❖ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- ❖ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ❖ Soit de la stabilité de forme.

➤ **Etat limite de service:(ELS)**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- ❖ Etat limite de compression du béton.
- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures.

d-Déformation et contraintes de calcul :

a) Etat limite de résistance :

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

a.1) Diagramme parabole – rectangle :

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

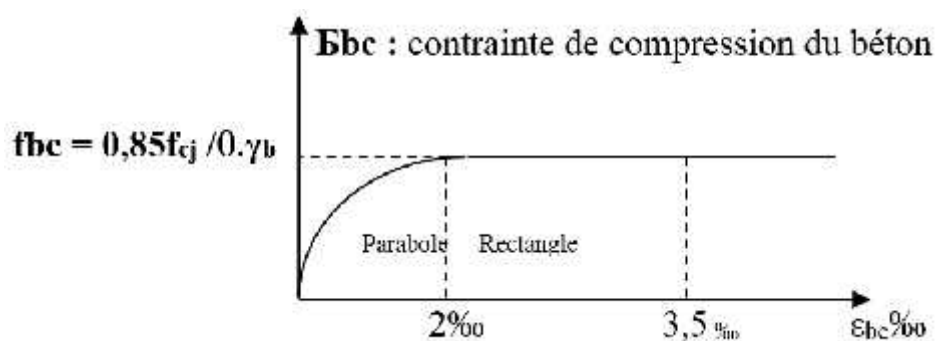


Figure I.6 : Diagramme parabole – rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$$\gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général}$$

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles}$$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de "l'influence" défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bv} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.

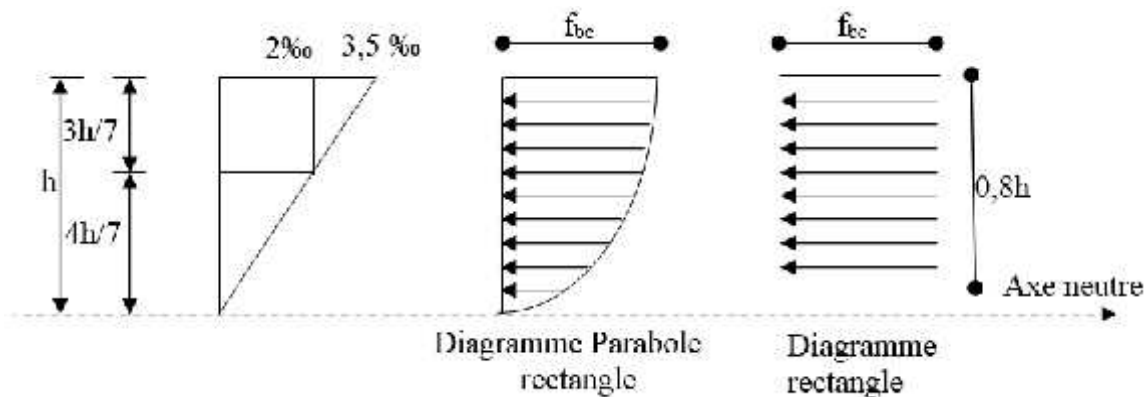


Figure I.7 : Diagramme rectangulaire.

e-Contrainte admissible de cisaillement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right) ; \text{Pour une fissuration peu préjudiciable;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right) ; \text{Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

Contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort

tranchant ultime $\tau_u \dots \dots \dots \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa} ; \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

f-Modules de déformation longitudinale du béton:

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de

déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{vj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

c) Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) $G = 13401,75$

I-6-2-Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

Ronds lisses bruts obtenue par laminage ; Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ; Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage froid ; Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ kN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I-6-2-1-Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \text{cas générale, on a : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00 ; \text{Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

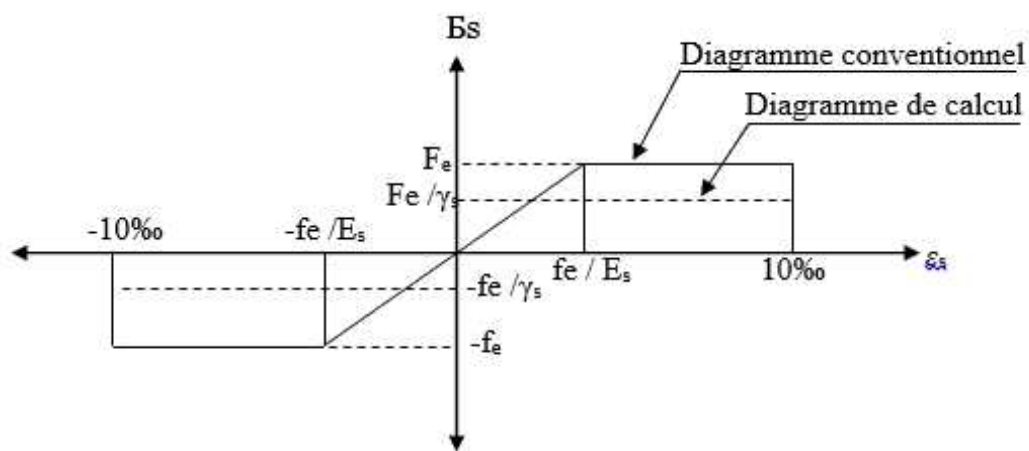


Figure I -8 : Diagramme de déformation – contraintes.

Contraintes limites de traction des armatures :

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) → Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right) \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rondlisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

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

f_s : Limite d'élasticité des aciers.

I-7-Hypothèse de calcul:

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R

Etats limites de service E.L.S

I-7-1-E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

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

Hypothèses de calcul :

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

La résistance du béton à la traction est négligée ;

Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$$

L'allongement de l'acier est limité à :

$$\varepsilon_{su} = 10\text{‰} ;$$

Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

Le béton en compression ;

L'acier en traction et en compression.

Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

Par écrasement du béton comprimé.

Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

P Pivot	D Domaine	D Déformation limites du pivot considéré
A	1	A allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	R raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

Tableau I 1 : Les déformations limites du pivot.

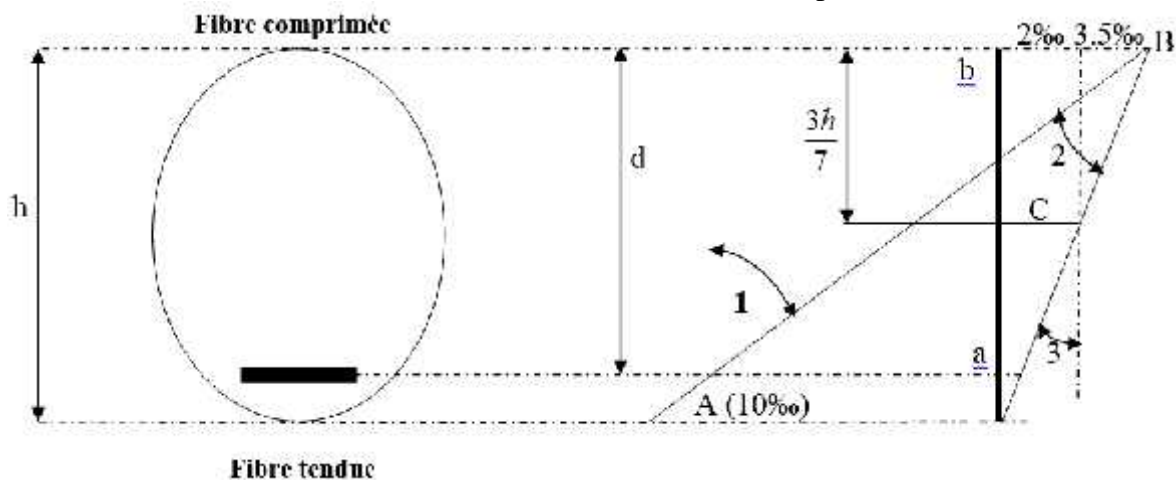


Figure I.9 : Diagramme des déformations limitées de la section.

I-7-2-E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

Hypothèses de calcul :

Les sections droites restent planes.

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ; le béton tendu est négligé ;

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.



$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence}$$

I-8-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G + 1,5.Q$$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{cases}$$

REGLES ET LOGICIELS DE CALCUL :

Les règlements techniques utilisés

Pour le calcul et la vérification on utilise :

Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003).

Les règles BAEL91.

Les règles CBA93

Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).

Les logiciels utilisés

ROBOT –A P-2014 : Pour la modélisation de la structure.

EXCEL : Pour le calcul

AUTOCAD : Pour les dessins des plans.



II Pré dimensionnement :

II-1-Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Ces dimensions doivent être satisfaites les conditions de premier genre (BAEL) et règles de deuxième genre (RPA 99 version 2003)

II-2-Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- max 1 b 1,5 h + b

Où : b est la largeur de la poutre, h est la hauteur de la poutre.

Et d'après les conditions de flèche on doit vérifier les formules suivantes :

II -2-1-Poutres principales :

$$\begin{array}{l} L_{max} = 540cm \\ \frac{540}{15} \leq h_t \leq \frac{540}{10} \text{ cm} \Rightarrow 36 \leq h_t \leq 54cm \end{array}$$

Tel que Lmax est la plus grande distance entre nus

On prend **h_t = 45 cm**

On prend **b = 40 cm**

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,125 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(40x45) cm²**



II -2-2-Poutres secondaires :

$L_{max} = 540\text{cm}$

$$\frac{540}{15} \leq h_t \leq \frac{540}{10} \text{ cm} \Rightarrow 36 \leq h_t \leq 54\text{cm}$$

On prend $h_t = 40\text{cm}$

On prend $b = 40 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99(version 2003), on a :

* $b = 40 > 20$ Condition Vérifiée.

* $h_t = 40 > 30$ Condition Vérifiée.

* $h_t / b = 1 < 4$ Condition Vérifiée.

Poutres Principales type 2

$L = 650\text{cm}$

$$650/15 < h_t < 650/10$$

$$43, 33 < h_t < 65$$

On prend $h_t = 50\text{cm}$

On prend $b = 40 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99(version 2003), on a :

* $b = 40 > 20$ Condition Vérifiée.

* $h_t = 50 > 30$ Condition Vérifiée.

* $h_t / b = 1,25 < 4$ Condition Vérifiée.

Donc on prend la section des : Poutres secondaires (40x40) cm²

Poutres principales (40x45) cm²

Poutres principales type 2 (40x50) cm²

II -3-Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise les différentes charges aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

II -3-1-Planchers à corps creux :

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher .il suffit de satisfaire la condition suivante :



Fig. II-1: Corps creux

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20} \quad \text{avec} \begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale **h_t=20cm**, soit un plancher **(16+4) cm**

16cm : l'épaisseur de corps creux

4cm : la dalle de compression

II -4-Evaluation des charges et des surcharges :

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

II-4-1-Charge permanente :

Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :	P (KN/m²)
1. Protection en gravillons roulé (4cm)	0,80
2. Etanchéité Multicouche (6cm).	0,12
3 Forme de pente en béton (10cm)	2,20
4. Chappe flottante en asphalte (2,5cm)	0,50
5. -Isolation thermique en liège (2,5cm)	0,03
6-Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm	2,80

7-Enduit en plâtre (2cm)	0,20
$G_t=6,65 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II-1 Charges Plancher terrasse

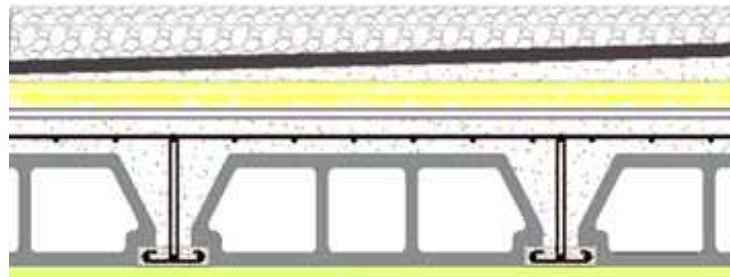


Figure II-2 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Plancher étage courant :	P (KN/m²)
1. - Revêtement en carrelage (2cm) .	0,96
2. Mortier de pose (2cm)	0,12
Sable fin pour mortier (2cm)	2,20
4. Plancher à corps creux (16+4) cm	2,80
5. Cloison en briques creuses (10 cm)	0,16
6. Enduit en plâtre (2cm) .	0,27
$G_e= 5,18 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II-2 Charges Plancher étage courant

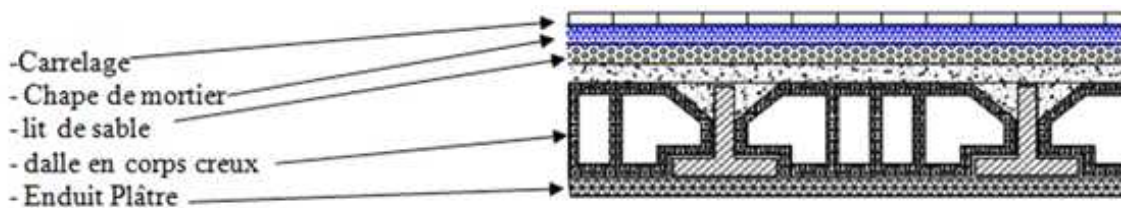




Figure II-3 : Composants d'un plancher étage courant.

Plancher RDC (corps creux)	P (KN/m ²)
1. - Revêtement en carrelage (2cm)	0,44
2. Mortier de pose (2cm)	0,40
3. Sable fin pour mortier (2cm)	0,34
4. Plancher à corps creux (16+4) cm. . .	2,80
5. Cloison en briques creuses (10 cm)	1,00
6. Enduit en plâtre (2cm)	0,20
	G_e= 5,18 KN/m²

Tableau II-3 Charges Plancher RDC

Murs extérieurs :	P (KN/m ²)
1. - Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	0,36
2. -parois en Brique creuses extérieurs (15cm)	1,35
3. - parois en Brique creuses intérieurs (10cm)	0,34
4. Enduit intérieur en ciment (1,5cm). .	0,27
	G_m=2,88 KN/m²

Murs extérieurs :	P (KN/m ²)
1. - Enduit extérieur en ciment (e=1,5cm)	0,27
2. -parois en Brique creuses (10cm)	0,90

Tableau II-4 Charges murs extérieurs intérieurs

3. Enduit intérieur en ciment (e=1,5cm)	0,27
	$G_m=1,44 \text{ KN/m}^2$



Figure II-4 : Mur extérieur et Mur simple cloison.

Dalle pleine (Balcon) :	P (KN/m²)
1. - Revêtement en carrelage (e=2cm).	0,40
2. - Mortier de pose (e=2cm)	0,40
3. - Sable fin pour mortier (e=2cm)	0,34
4. Dalle pleine (e=15cm).	3,75
Enduit en ciment (e=2cm)	0,36
	$G_B=7,45 \text{ KN/m}^2$

Tableau II-5 Charges Dalle pleine (Balcon)

II -4-2-Charges d'exploitations :

- 1- surcharge du plancher terrasse inaccessible : $Q=1,00 \text{ KN/m}^2$
- 2- surcharge des planchers étages (habitations) : $Q=1,50 \text{ KN/m}^2$
- 3-surcharge des Planchers RDC (usage bureau) : $Q = 2,50 \text{ KN /m}^2$.
- 4-surcharge desPlancher de sous-sols (parking) : $Q =2,50 \text{ KN /m}^2$.
- 5- surcharge Dalle pleine (Balcon) : $Q=3,5\text{KN/m}^2$

II-5- la loi de dégression :



Dans les bâtiments à étages ; à usage d'habitation, et pour calculer l'ossature (Poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge n sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges si appliquée sur les différents niveaux

Ce qui donne :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)_s$$

elon les règles de BAEL91 modifié « 99 ».

Avec :

n : nombre d'étage

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse. $Q_1, Q_2, Q_3 \dots \dots Q_1, Q_2, Q_3 \dots \dots$ Les charges d'exploitations des planchers courants respectivement de hauts vers le bas.

Nombre d'étage	La loi de dégression	Les surcharges (KN/m ²)
TERASSE	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1.000
09	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.500
08	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.850
07	$N_{q3}=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.050
06	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.100
05	$N_{q5}=q_0+0.8(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.000
04	$N_{q6}=q_0+0.75(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6)$	7,750
03	$N_{q7}=q_0+0,71(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7)$	8,455
02	$N_{q8}=q_0+0.69(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7+ q_8)$	9,280
01	$N_{q9}=q_0+0,67(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7+ q_8+ q_9)$	10,045
RDC	$N_{q10}=q_0+0,65(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7+ q_8+ q_9+ q_{10})$	10,750

Tableau II-6 la surcharge d'exploitation



valeur cumulée des charges et surcharges		Valeur non cumulée des charges et surcharges	
Q (kN/m ²)	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	G (kN/m ²)
1,00	6,65	1,00	6,65
2,50	11,83	1,50	5,18
3,85	17,01	1,50	5,18
5,05	22,19	1,50	5,18
6,10	27,37	1,50	5,18
7,00	32,55	1,50	5,18
7,75	37,73	1,50	5,18
8,455	43,09	1,50	5,18
9,28	48,27	1,50	5,18
10,045	53,45	1,50	5,18
10,75	58,63	2,50	5,18

Tableau II.7 Evaluation des charges

II-6-Pré dimensionnement des poteaux :

II-6-1-Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspondrait un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On distingue trois (03) types de coffrage :

Type 01 : sous-sol, RDC, 1^{er} étage.

Type 02 : 2-3-4

Type 03 : 5-6-7

Type 04 : 8-9

Type POTEAUX	Section du poteau le plus sollicité	SURFACE (m ²)
<p style="text-align: center;">1</p> <p style="text-align: center;">Centraux</p>		<p style="font-size: 2em;">20,69</p>
<p style="text-align: center;">2</p> <p style="text-align: center;">Rives</p>		<p style="font-size: 2em;">12,905</p>
<p style="text-align: center;">3</p> <p style="text-align: center;">Angles</p>		<p style="font-size: 2em;">8,41</p>

Tableau II.8 Section du poteau le plus sollicité

- Le poteau central supportant la plus grande surface est : $S_1 = 20,69 \text{ m}^2$
- Le poteau de rive supportant la plus grande surface est : $S_2 = 12,90 \text{ m}^2$
- Le poteau d'angle supportant la plus grande surface est : $S_3 = 8,41 \text{ m}^2$

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central)

-La surface est donné par :



Figure II. 5: section du poteau le plus sollicité

II-6-2-Surface du poteau le plus sollicité :

$$S = (2,90 + 3,45) \times (2,90 + 1,55)$$

$$S = 6,35 \times 4,45$$

$$S = 28,2575 \text{ m}^2$$

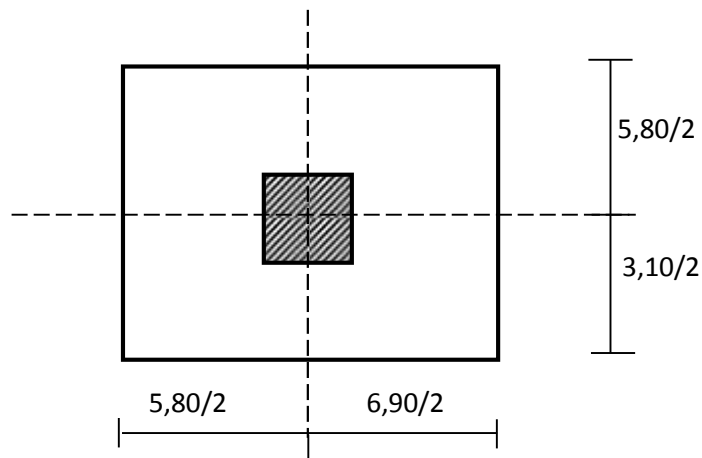


Figure II. 6: section du poteau le plus sollicité

$$S_{\max} = 28,26 \text{ m}^2$$

II-6-3-Exemple de calcul :

a-Prédimensionnement des poteaux de type 01 :

a-1-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux N_u :



a-1-1-les efforts de compression due aux charges permanentent Ng :

- plancher terrasse : $GxS = 6,65 \times 28,26 = 187,93 \text{ KN}$

- plancher RDC+ étage courant : $nxGxS = 10 \times 5,18 \times 28,26 = 1463,87 \text{ KN}$

$n=10$ (nombre de plancher d'étage courant)

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,10(187,93 + 1463,87) = 1816,97 \text{ KN}$$

a-1-2 -Les efforts de compression due charge d'exploitation:

Par application de la loi de dégression : $Q = 10,75 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \cdot Q \cdot S = 1,1 \times 10,75 \times 28,26 = 334,17 \text{ KN}$$

$$N_U = (1,35N_G + 1,5N_Q) *$$

Pour les poteaux centraux : $\gamma = 1,15$

$$D'où : N_U = (1,35 \times 1816,97 + 1,5 \times 334,17) \cdot 1,15$$

$$N_U = 3397,30 \text{ KN}$$

a-2-2-Détermination de la section du poteau (a.b) :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_h} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $(\alpha = f(\lambda))(\alpha = f(\lambda))$
$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
- $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.



- $i : \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right) \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- $I : \left(I = \frac{bh^3}{12} \right) \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- $B : (B=a \times b)$.
- $b : (b=1,50) \dots\dots\dots$ Situation durable.
- $s : (s=1,15) \dots\dots\dots$ Situation durable.
- $f_e : (f_e=400\text{MPa})$.
- $f_{c28} : (f_{c28}=25\text{MPa})$.
- $Br : (Br = (a-0,02) (b-0,02)) [\text{m}^2]$.

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire 50

b- Détermination de "a"

b-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire 50

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 4,08 \text{ m}$;

$$L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m} = 285,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{285,6}{0,289.50} = 19,76 \text{ cm}$$



On prend : $a = 50 \text{ cm}$

$$i = 0,289 \times 50 = 14,45 \text{ cm}$$

$$= 0,7L_0/i = 285,6 / 14,45 = 19,76 < 50 \dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

c-Détermination de (b):

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = 36,37 \cdot B_r$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r : \text{section réduite } B_r = (50 - 2) \times (b - 2) = 48(b - 2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8 B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0,8 [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{14,45} = 19,76 < 50$$

$$= 0,85 / [1 + 0,2(\lambda / 35)^2]$$

$$= 0,85 / [1 + 0,2(19,76/35)^2]$$

$$= 0,799 \text{ On prend } \alpha = 0,80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_s = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

Donc : on prend $b = 50 \text{ cm}$.

d-Vérification des conditions par le « RPA99 version 2003 » :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 50 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$



Donc : On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée :

$$(a=b) = (50 \times 50) \text{ cm}$$

Tableau II.9: Calcule de des poteaux de Tour

$$Br = (a-0,02)$$

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)
9 ^{ème} étage	35x35	1089	2,142	21,176	0,792	871,2
8 ^{ème} étage	35x35	1089	2,142	21,176	0,792	871,2
7 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,529	0,805	1155,2
6 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,529	0,805	1155,2
5 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,529	0,805	1155,2
4 ^{ème} étage	45x45	1849	2,142	16,470	0,814	1479,2
3 ^{ème} étage	45x45	1849	2,142	16,470	0,814	1479,2
2 ^{ème} étage	45x45	1849	2,142	16,470	0,814	1479,2
1 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14,823	0,820	1843,2
RDC	50x50	2304	2,856	19,764	0,764	1843,2
S-SOL	50x50	2304	3,136	21,702	0,756	1843,2

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux par



Types	Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	a (Cm)	b (Cm)	Le choix (Cm ²)
01	Sous-sol	2231,784	355,61	2124,2145	19,76	27,93	(50×50)
	RDC	2231,784	355,61	2124,2145	19,76	27,93	(50×50)
	1 ^{er} étage	2231,784	355,61	2124,2145	14,82	22,98	(50×50)
02	2 ^{ème}	1227,326	355,61	1974,1890	14,82	22,98	(45×45)
	3 ^{ème}	1227,326	355,61	1974,1890	14,82	22,98	(45×45)
	4 ^{ème}	1227,326	355,61	1974,1890	14,82	22,98	(45×45)
03	5 ^{ème}	832,37	355,61	1510,5450	14,82	22,98	(40×40)
	6 ^{ème}	832,37	355,61	1510,5450	14,82	22,98	(40×40)
	7 ^{ème}	832,37	355,61	1510,5450	14,82	22,98	(40×40)
04	8 ^{ème}	437,391	355,61	1046,8740	14,82	22,98	(35×35)
	9 ^{ème}	437,391	355,61	1046,8740	14,82	22,98	(35×35)

Tableau II.10 :

Niveau	$(a, b)cm^2$	$l_0(m)$	$a = b(m)$	$l_f = 0,7l_0(m)$	}	} ≤ 50
S-SOL	(50,50)	4,48	0,50	3,136	21,70	CV
RDC	(50,50)	4,08	0,50	2,856	19,76	CV
Etage 1	(50,50)	3,06	0,50	2,142	14,82	CV
Etage 2,3,4,	(45,45)	3,06	0,45	2,142	16,47	CV
Etage 5,6,7	(40,40)	3,06	0,40	2,142	18,53	CV
Etage8, 9	(35,35)	3,06	0,35	2,142	21,18	CV

II -7-Pré dimensionnement

des voiles :

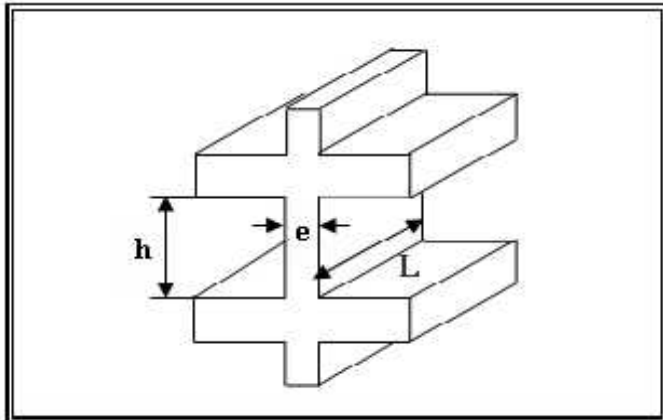


Figure II.7. Coupe de voile en élévation

Le pré- dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99(1) article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec :

L : porté du voile. e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 (1) « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :



$e = 15\text{cm}$.

Ø A partir de la hauteur de RDC $h_R = 4,08\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 20,4\text{cm}$$

$$e \geq \max(e_{R_{\min R}}, h_{R_e R} / 20)$$

$$e \geq \max(15 ; 20,4)$$

$$e \geq 20,4\text{ cm}$$

D'après le P^{«RPA 99 version 2003»}P(1), l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage $P^{\text{«}h_{R_e R} \text{»}}$ et les conditions de rigidité aux extrémités.

$$\text{On a : } h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68\text{m} \quad a = 24\text{cm}$$

$$\text{On prend : } a = 24\text{cm}$$

D'après le P^{«RPA 99 version 2003»}P(1) : $a_{R_{\min R}} = 15\text{cm} \quad a = 20\text{cm}$

$f_{a_{\min}} = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Ø A partir de la hauteur d'étage courant $h_{R_e R} = 3,06\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 15,3\text{cm}$$

$$e \geq \max(e_{R_{\min R}}, h_{R_e R} / 20)$$

$$e \geq \max(15; 15,3)$$

$$e \geq 15,3\text{ cm}$$



D'après le P^{«RPA 99 version 2003P»_{P(1)}}, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage P^{« $h_{e,RP}$ »_P} et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a : $h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$ $a = 20 = 13,3\text{cm}$

• Rôle des voiles et des murs :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

• Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être terminée es

Fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme

Indique à la figure suivante :

PRÉ-DIMENSIONNEMENT :

S'agissant de notre projet on a pour

Donc on prend une épaisseur constante pour les voiles d'étage courant : $a = 20\text{cm}$

Eléments	Sections			
	S, sol+RDC+1 ^{er}	2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	8 ^{ème} +9 ^{ème}
Poutres principales	30×50 cm ² 30×45 cm ²	40×45 cm ² 40×50 cm ²	40×45 cm ² 40×50 cm ²	40×45 cm ² 40×50 cm ²
Poutres secondaires	30×40 cm ²	40×40 cm ²	40×40 cm ²	40×40 cm ²
Poteaux	50×50 cm ²	45×45 cm ²	40×40 cm ²	35×35 cm ²
Les voiles	20 cm pour RDC et s-sol : $a=24\text{ cm}$			
Les planchers	16+4 cm			

Tableau II .12 : Récapitulatif des dimensions des différents



- Calcul des poids des éléments

- Plancher à corps-creux : $G_{cc} = (G_{cc} \times S) + (G_{esc} \times S_{volée})$
 $G_{cc} = (6.65 \times 8.16) + (7.52 \times 1.69) = 66.97 \text{ KN}$
- Poutres principales : $G_{pp} = 25 \times 0.45 \times 0.40 \times 5,4 = 18,225 \text{ KN}$
- Poutres principales : $G_{pp} = 25 \times 0.50 \times 0.40 \times 6,5 = 25,875 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $G_{Ps} = 25 \times 0,430 \times 0.40 \times 5,4 = 16,200 \text{ KN}$
- Poteaux (35×35) : $G_{pot} = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9,371 \text{ KN}$
- Poteaux (40×40) : $G_{pot} = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.240 \text{ KN}$
- Poteaux (45×45) : $G_{pot} = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06 = 15.491 \text{ KN}$
- Poteaux (50×50) : $G_{pot} = 25 \times 0.50 \times 0.50 \times 4,08 = 25,50 \text{ KN}$
- Poids des murs : $G = (G \times S) = 2.88 \times 1.85 \times (4.08 - 0.45) = 13.76 \text{ KN}$
- Poids des escaliers : $G = G_p \times S = 7,52 \times 1,69 = 12,71 \text{ KN}$

III -1- Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles)
- Assurer l'isolation thermique et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III-2-Dimensionnement des poutrelles :

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q = 5 \text{ KN/m}^2$).

La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm

16cm : corps creux

4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

Hauteur du plancher : $h_t = 20 \text{ cm}$

Épaisseur de la nervure : $h_0 = 4 \text{ cm}$

Largeur de la dalle de compression : $b_0 = 12 \text{ cm}$

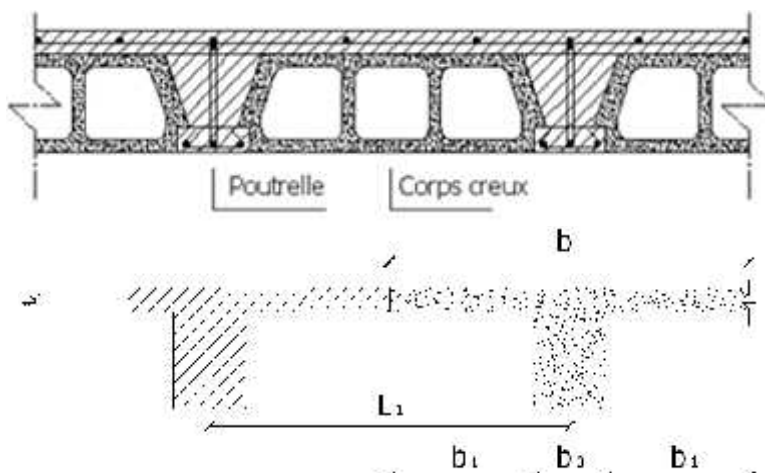


Figure III.1 : Plancher à corps creux

III-2-1-Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

La portée maximale est : $L = 540 \text{ cm}$ $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (l_1 - b_0) / 2 \qquad b_1 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \left(b_1 = L / 10 \qquad \min \left(b_1 = 540 / 10 = 54 \text{ cm} \right. \right.$$

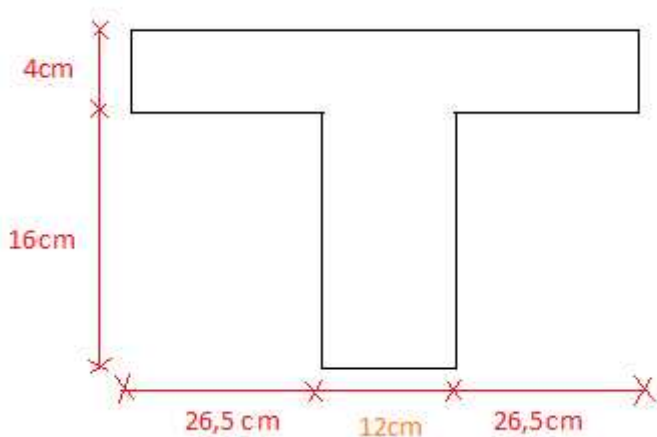
$$\left. \left. \qquad 6h_0 \qquad b_1 = 8h_0 = 24 \qquad b_1 = 32 \text{ cm} \right. \right)$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

(1) $b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$. Donc on prend dans le calcul $b = 65 \text{ cm}$

$$b = L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 53 = 12 \text{ cm} \text{ donc : } b_0 = 12 \text{ cm}$$



III-3-Méthode de calcul des poutrelles :

III-3-1- Planchers étages courant :

III-3-1-1-Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

a-Les conditions d’application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

1. la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. les moments d’inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b-Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis (droit et gauche) en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w, M_t, M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \leq \max [1,05M_0 ; (1+0,3 \alpha) M_0] - (M_w+M_e) / 2.$
- $M_t \leq (1+0,3 \alpha) M_0 / 2. \dots \dots \dots$ Cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \leq (1,2+0,3 \alpha) M_0 / 2 \dots \dots \dots$ cas d'une travée de rive.

M₀ : Le moment maximal isostatique dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

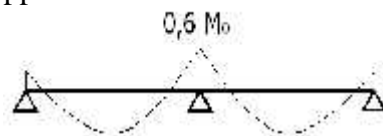
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = Q / (G+Q)$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations

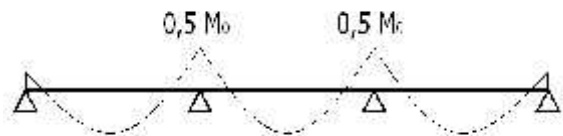
c-Les valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

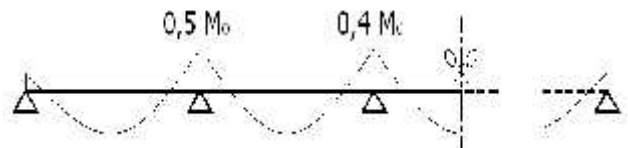
•Poutre contenue a deux travées :



•Poutre contenue a trois travées :



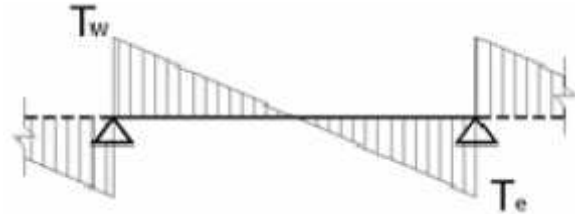
•Poutre contenue a plus de trois travées:



d-Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épaisseur d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :



$$\bullet T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

$$\bullet T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

III-3-2-Plancher terrasse :

III-3-2-1-Méthode de Caquot

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT minorée :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ KN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

a-Domaine d'application de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où G et Q vérifient :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

b-Principe de la méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l' .

c- Moments sur appuis : (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

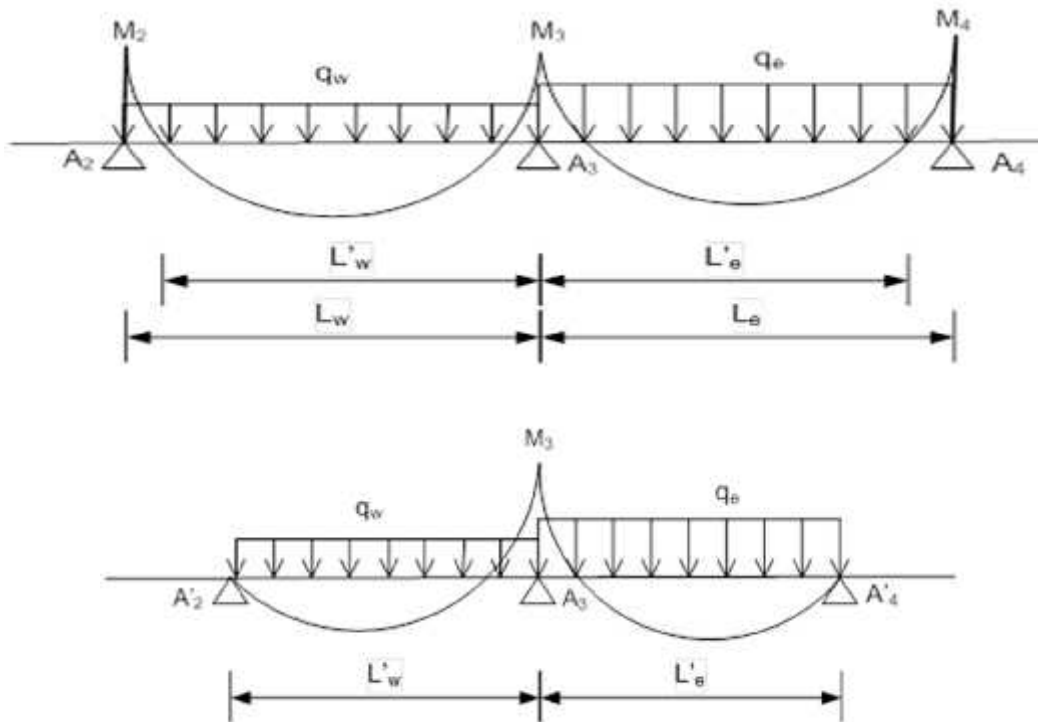
Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,

$$G' = 2/3G$$

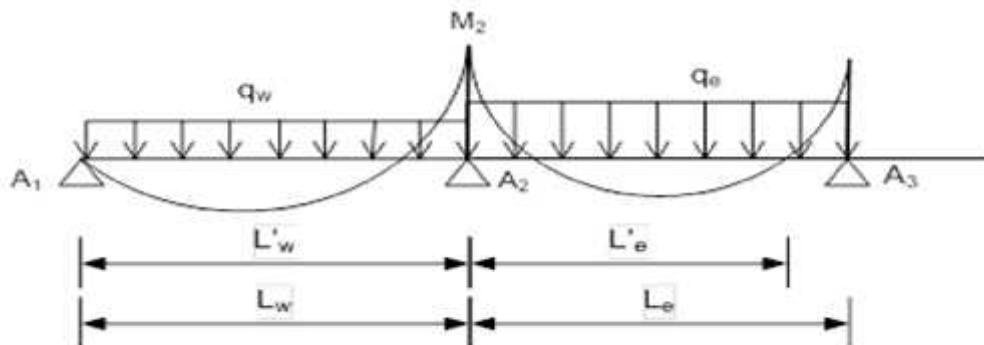
On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$l' = l$ pour les deux travées de rive,

$l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.



Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires)



Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires et de rive)

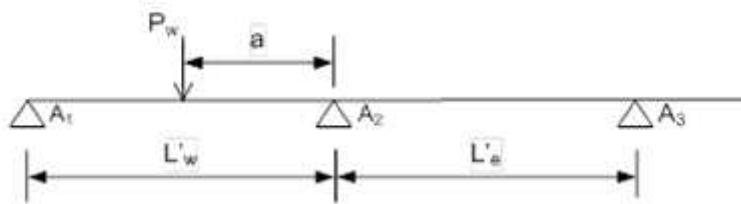
La formule de CAQUOT apporte des corrections à la méthode de continuité théorique pour atténuer les moments sur appuis : le coefficient 8 est remplacé par 8,5.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = - \left(\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \right)$$

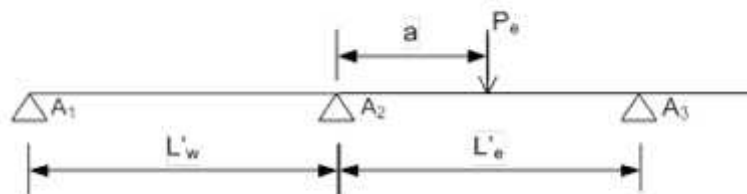
Pour des charges ponctuelles (concentrées), les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

- Sous l'action d'une charge concentrée P_w sur la travée de gauche appliquée à une distance (a) de l'appui :



Le moment M appui est donné par la formule suivante :

- Sous l'action d'une charge concentrée P_e sur la travée de droite appliquée à une



distance (a) de l'appui :

Le moment M appui est donné par la formule suivante :

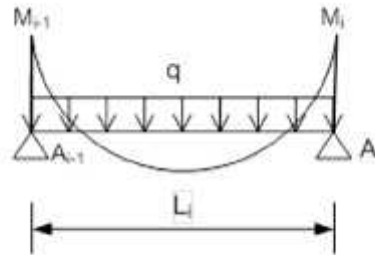
$$M_{\text{appui}}(P_e) = -\frac{k \cdot q_s \cdot L'^2_e}{L'_w + L'_e}$$

Avec :

$$k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125}$$

et :

$$x = \frac{u}{l'}$$



L'équation du moment de flexion en travée (à une distance x) est donnée par :

$$M(x) = M_0(x) - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

$$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

$$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

$$M_{tmax} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$$

- Avec :
- $M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment Isostatique).
- M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;
- x : abscisse varie de 0 à l ;

e-Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

En A_{i-1} :

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

En A_i :

$$V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui i se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées.

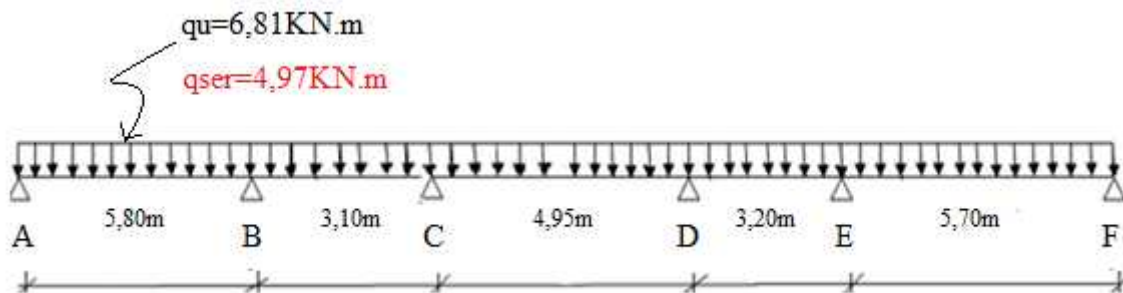
III-4- Etude des poutrelles :

On a (4) types des poutrelles dans la terrasse et dans les étages courants selon le nombre et des longueurs des travées et familles selon la charge appliquée : « RDC,1er ,2 -ème étages » et « 3ème jusqu'au 9 -ème étage » et « terrasse ».

Selon le nombre et des longueurs des travées sont les suivantes :

III-4-1-Les types des poutrelles :

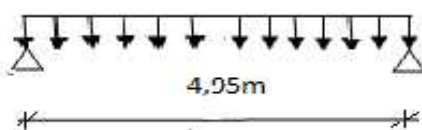
Type 1 : poutrelle sur six appuis et cinq travées dans les étages : habitation, service, et terrasse.



Type 2 : poutrelle sur cinq appuis et quatre travées dans les étages : habitation, bureaux, et terrasse.



Type 3 : poutrelle sur trois appuis a deux travées dans les étages : habitation, bureaux, et terrasse.



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1-la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$

Planchers étages courant : $G = 5,18\text{KN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,36 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

2-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

3-La fissuration est considérée comme **non préjudiciable (peu nuisible)**.

4-le rapport entre les travées successives

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites car :

$(l_i/l_{i+1} = 5.8/3.2 = 1.62 > 1.25)$ on applique donc la méthode de Caquot minorée.

Moments aux appuis

Principe de la Méthode de Caquot

- Plancher continu sur 6 appuis ; Etudier la travée BC
- Plancher modélisé par une poutre continue
- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rive
 - $l' = 0,8 l$ pour les travées intermédiaires

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante avec :

Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /ml

Plancher RDC :

$$G = 5,18.0,65 = 3,367 \text{ KN/ml} \quad Q_u = 1,35G + 1,5Q = 7 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2,50 \cdot 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml} \quad Q_{ser} = G + Q = 5 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage courant :

$$G = 5,18 \cdot 0,65 = 3,367 \text{ KN/mL} \quad Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,01 \text{ KN/mL.}$$

$$Q = 1,50 \cdot 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml} \quad Q_{ser} = G + Q = 4,34 \text{ KN/ml.}$$

Plancher terrasse ;

$$G = 6,65 \cdot 0,65 = 4,32 \text{ KN/ml} \quad Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,81 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,00 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \quad Q_{ser} = G + Q = 4,97 \text{ KN/ml.}$$

Les moments aux appuis à l'E.L. U

Plancher terrasse ;

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,81 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4,97 \text{ KN/ml.}$$

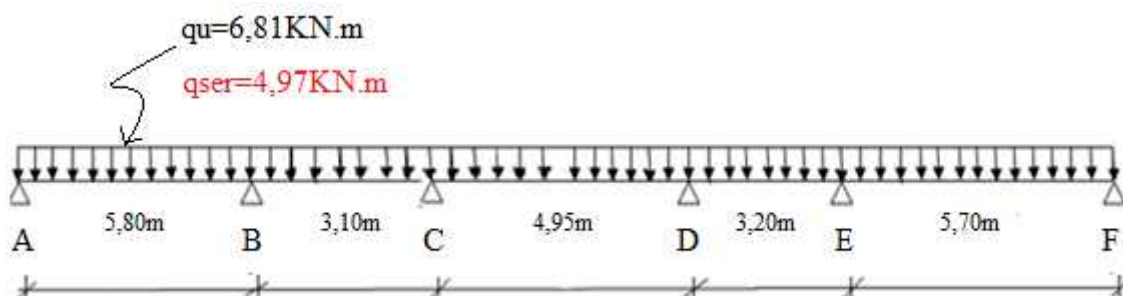
$$= Q / (G + Q) = 0,65 / (4,81 + 0,65) = 0,119$$

$$(1 + 0,3) = 1,036 \text{ inférieur à } 1,07, \text{ donc on doit tenir compte de } 1,07$$

$$(1,2 + 0,3) / 2 = 0,618 \text{ (travée de rive)}$$

$$(1 + 0,3) / 2 = 0,518 \text{ (travée intermédiaire)}$$

Type 1 : poutrelle sur six appuis et cinq travées dans les étages : habitation, bu



Les moments aux appuis

$$M_{appui} = - \left(\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')} \right)$$

Moments En travées

$$M(x) = M_0(x) - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

Calcul des sollicitations :

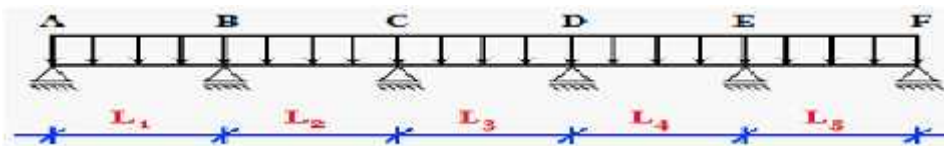
Plancher terrasse :

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,81 \text{ KN/ml.}$

$q_{ser} = G + Q = 4,97 \text{ KN/ml.}$

$$q_u^r = \left(1,35 \frac{2G}{3} + 1,5Q\right) \times b = 4,87 \text{ KN/m}$$

$$q_s^r = \left(\frac{2G}{3} + Q\right) \times b = 3,53 \text{ KN/m}$$



Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
L₁	L₂	L₃	L₄	L₅
5,80	3,10	4,95	3,20	5,70

- l' = l pour les deux travées de rive

- l' = 0,8 l pour les travées intermédiaires

Longueur Réduite :

Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
L'₁	L'₂	L'₃	L'₄	L'₅
4,64	2,48	3,96	2,56	4,56



Appui de rive :

ELU	ELS
$MA = -\frac{q_e \times l' e^2}{8,5} = -\frac{4,87(0,8 \times 5,8)^2}{8,5} = -12,33$	$MA = -\frac{q_e \times l' e^2}{8,5} = -\frac{3,53(0,8 \times 5,8)^2}{8,5} = 8,94$
$MF = -\frac{q_e \times l' e^2}{8,5} = -\frac{4,87(0,8 \times 5,7)^2}{8,5} = -11,91$	$MF = -\frac{q_e \times l' e^2}{8,5} = -\frac{3,53(0,8 \times 5,7)^2}{8,5} = -8,63$

Appuis intermédiaires :

ELU	ELS
$MB = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{4,87(0,8,5,80)^3 + 4,87(0,8,3,10)^3}{8,5 \cdot (0,8,5,80 + 0,8,3,10)}$	$MB = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{3,53(0,8,5,8)^3 + 3,53(0,8,3,1)^3}{8,5 \cdot (0,8,5,80 + 0,8,3,10)}$
$MC = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{4,87(0,8,3,10)^3 + 4,87(0,8,4,95)^3}{8,5 \cdot (0,8,3,10 + 0,8,4,95)}$	$MC = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{3,53(0,8,3,10)^3 + 3,53(0,8,4,95)^3}{8,5 \cdot (0,8,3,10 + 0,8,4,95)}$
$MD = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{4,87(0,8,4,95)^3 + 4,87(0,8,3,20)^3}{8,5 \cdot (0,8,4,95 + 0,8,3,20)}$	$MD = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{3,53(0,8,4,95)^3 + 3,53(0,8,3,20)^3}{8,5 \cdot (0,8,4,95 + 0,8,3,20)}$
$ME = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{4,87(0,8,3,20)^3 + 4,87(0,8,5,70)^3}{8,5 \cdot (0,8,3,20 + 0,8,5,70)}$	$ME = -\frac{q_w \cdot l' w^3 + q_e \cdot l' e^3}{8,5 \cdot (l' w + l' e)} = -\frac{3,53(0,8,3,20)^3 + 3,53(0,8,5,70)^3}{8,5 \cdot (0,8,3,20 + 0,8,5,70)}$

Résultant

Appui	A	B	C	D	E	F
ELU(KN.m)	-12,33	-9,27	-6,88	-6,93	-8,98	-11,91
ELS(KN.m)	-8,94	-6,71	-4,99	-5,02	-6,51	-8,63



Calcul d'abscisse de Mt maximum(X0) :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Travées	ELU	ELS
A-B	$x = \frac{5,8}{2} + \frac{12,53 - 9,27}{681,5,8} = 2,98$	$x = \frac{5,8}{2} + \frac{2,94 - 6,71}{4,97,5,8} = 2,98$
B-C	$x = \frac{5,10}{2} + \frac{3,27 - 6,88}{681,3,10} = 1,66$	$x = \frac{5,10}{2} + \frac{5,71 - 4,99}{4,97,3,10} = 1,66$
C-D	$x = \frac{4,95}{2} + \frac{6,38 - 6,93}{681,4,95} = 2,47$	$x = \frac{4,95}{2} + \frac{4,99 - 5,02}{4,97,4,95} = 2,47$
D-E	$x = \frac{5,20}{2} + \frac{5,93 - 8,98}{681,3,20} = 1,51$	$x = \frac{5,20}{2} + \frac{5,02 - 6,51}{4,97,3,20} = 1,51,86$
E-F	$x = \frac{4,70}{2} + \frac{8,98 - 11,91}{681,5,70} = 2,77$	$x = \frac{4,70}{2} + \frac{6,51 - 8,63}{4,97,5,70} = 2,77$

Résultant :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
ELU	2,98	1,66	2,47	1,51	2,77
ELS	2,98	1,66	2,47	1,51	2,77

Moments fléchissant en travées :

$$M(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} X - q_u \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

Travée de rive A-B	
ELU	$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qL^2}{2} x^2 - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} x = 17,86$
ELS	$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qL^2}{2} x^2 - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} x = 13,09$

Résultant :

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
ELU(KN.m)	17,86	0,16	13,96	0,80	17,24
ELS(KN.m)	13,09	0,15	10,22	0,62	12,63



en Travée :

$$M_{u_{max}} = 17,86 \text{KN.m}$$

$$V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Calcul des efforts tranchant à ELU

/§

Travées	Li (m)	Efforts tranchant (ELU)
A-B	5,80	$\frac{6,81 \cdot 5,8}{2} + \frac{12,33 - 9,27}{5,8} = 0,28$
		$-\frac{6,81 \cdot 5,8}{2} + \frac{12,33 - 9,27}{5,8} = -19,22$
B-C	3,10	$\frac{6,81 \cdot 3,10}{2} + \frac{9,27 - 6,88}{3,10} = 11,32$
		$-\frac{6,81 \cdot 3,10}{2} + \frac{9,27 - 6,88}{3,10} = -9,79$
C-D	4,95	$\frac{6,81 \cdot 4,95}{2} + \frac{6,88 - 6,93}{4,95} = 16,84$
		$-\frac{6,81 \cdot 4,95}{2} + \frac{6,88 - 6,93}{4,95} = -16,86$
D-E	3,20	$\frac{6,81 \cdot 3,20}{2} + \frac{6,93 - 8,98}{3,20} = 11,26$
		$-\frac{6,81 \cdot 3,20}{2} + \frac{6,93 - 8,98}{3,20} = -11,54$
E-F	5,70	$\frac{6,81 \cdot 5,7}{2} + \frac{8,98 - 11,91}{5,7} = 8,89$
		$-\frac{6,81 \cdot 5,7}{2} + \frac{8,98 - 11,91}{5,7} = -19,92$

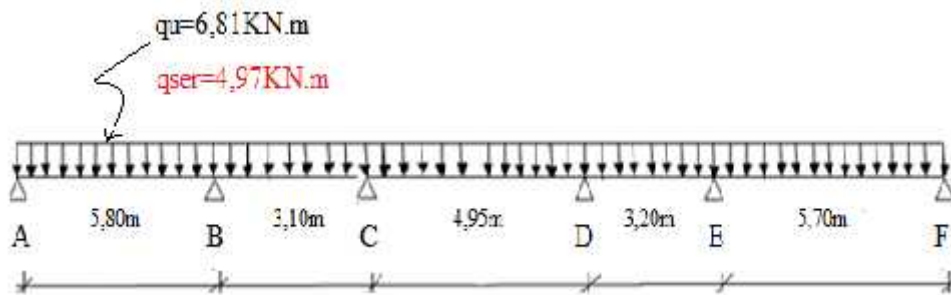


Diagramme de Moment Fléchissant en ELU

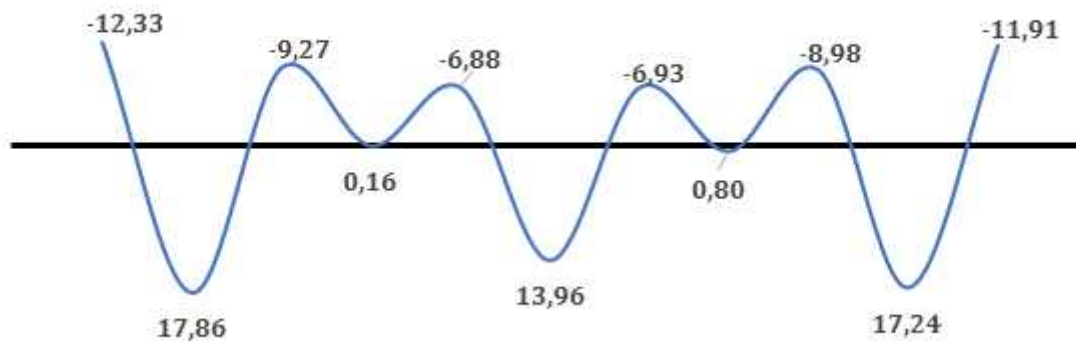


Diagramme de Moment Fléchissant en ELS

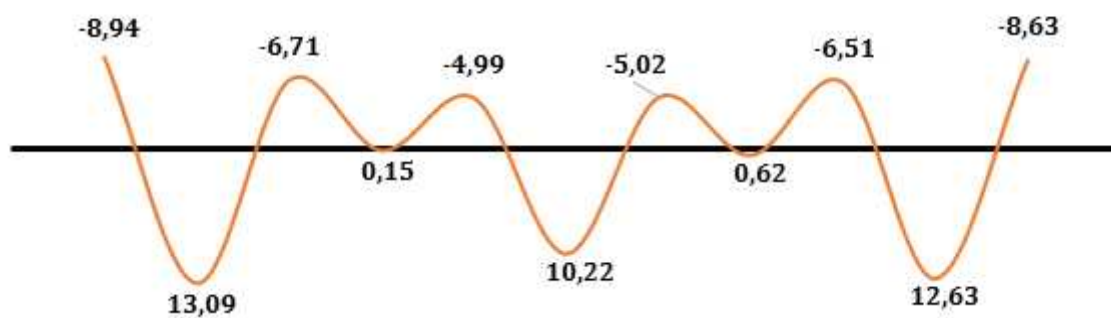
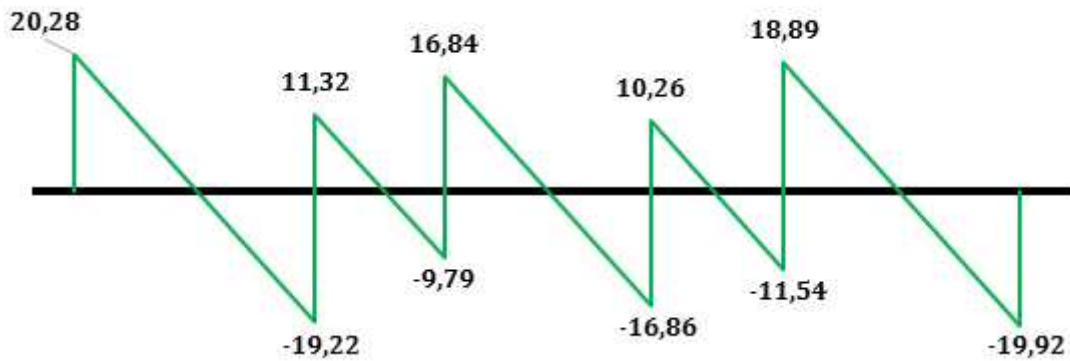


Diagramme de l'effort Tranchant

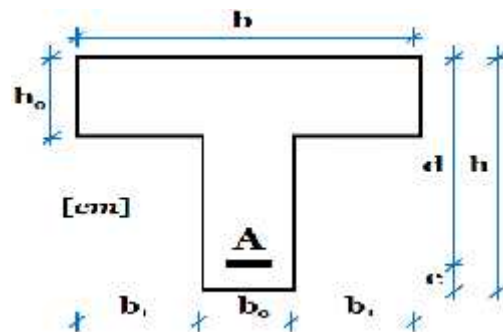


Le ferrailage :

Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L. U) :

En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »



$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

Avec : $d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$
 $F_{bc} = 0,85 F_{c28} / b = 14,17 \text{ Mpa}$
 $h_0 = 4 \text{ cm}$
 $b = 65 \text{ cm}$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14,17 \cdot (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{u-t-max} = 17,86 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,86 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,060 < 0,392 \rightarrow A's = 0 \text{ Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,077 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,969$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MF}$$

Détermination des Armatures :

$$A_u = \frac{Mu_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,86 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 18 \cdot 348} = 2,94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Calcul des armatures minimales :

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

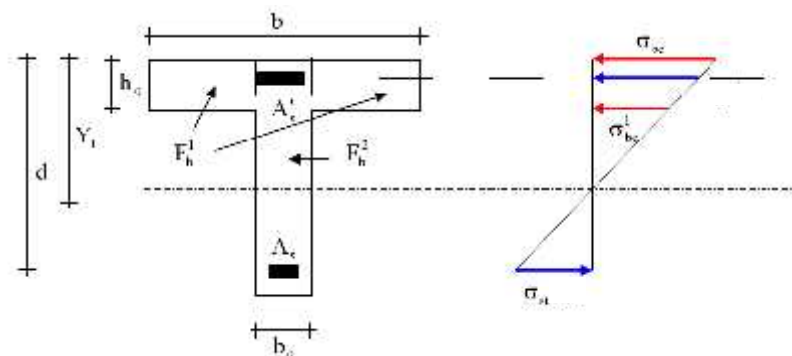


Figure III. : notation utilisées pour le calcul de section d'acier pour une poutre en T

Donc : $A_{u\text{cal}} = 2,94 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

$$A_t = \text{Max} (A_u ; A_{min})$$

Choix : on adopte : $A_u = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Etat limite de service ELS :

$M_{s\text{-max}} = 13,09 \text{ KN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' $si \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Acier FeE400

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,36$$

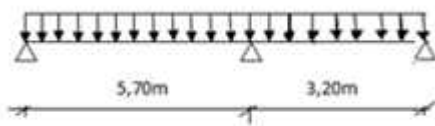
$$= 0,077 \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Fissuration peu nuisible → **Les Armatures calculées à L'ELU conviennent à L'ELS**
 Aucune vérification pour σ_s

Calcul des armatures transversales :

TYPE2 :



ELU

M_A	M_B	M_C
-12,32	-9,26	-3,52

ELS

M_A	M_B	M_C
-8,94	-6,72	-2,55

II) En Travée :

1) Calcul d'abscisse de M_T Maximum X_0 :



a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

Travée A-B	Travée B-C
X_0	X_0
1,61	1,56

b) Etat Limite de Service ELS :

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{h \times q_s} \times \frac{h}{2}$$

Travée A-B	Travée B-C
X_0	X_0
1,61	1,56

2) Calcul du Moment fléchissant en travée :

a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

$$M(X) = \left(\frac{q_u}{2} \times \frac{h}{2} \times X - q_u \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{h} \times X - |M_{i-1}|$$

Travée A-B	Travée B-C
M_{AB}	M_{BC}
5,02	4,60

b) Etat Limite de Service ELS :

Travée A-B	Travée B-C
M	M
3,68	3,37

Effort tranchant :

a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times x}{2} - q_u \times x \right) + \frac{M_{ult} - M_{appui}}{l}$$

	Travée A-B	Travée B-C
La Longueur × =	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche Tg =	10,93	10,59
La Longueur ×	3,2	3,1
L'effort tranchant à l'appui droite Td =	-10,86	-10,51

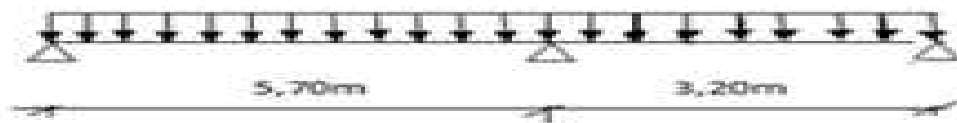


Diagramme de Moment Fléchissant en ELU

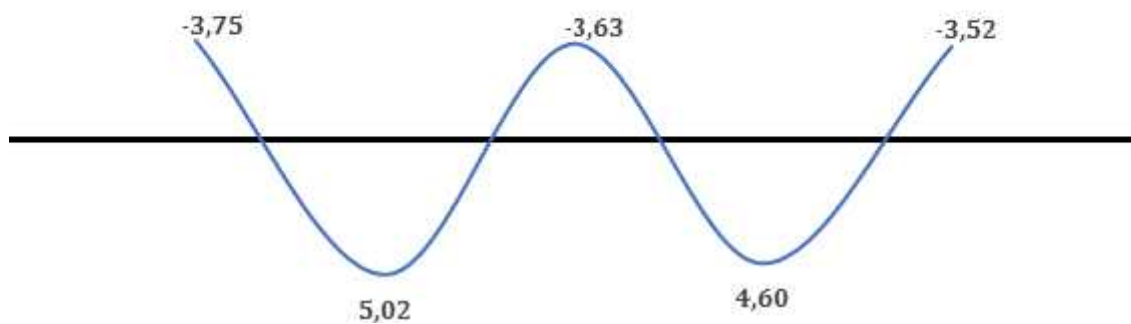


Diagramme de Moment Fléchissant en ELS

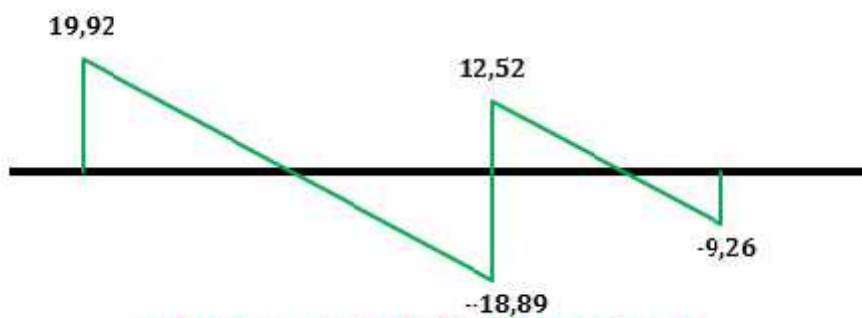
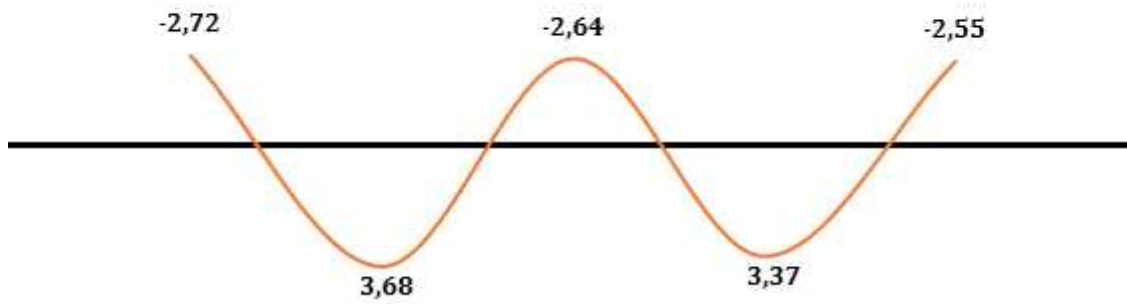
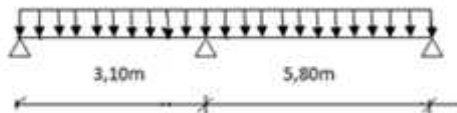


Diagramme de l'effort Tranchant

TYPE3 :



ELU

M_A	M_B	M_C
-3,25	-8,55	-11,38

ELS

M_A	M_B	M_C
-2,33	-6,13	-8,15



II) En Travée :

1) Calcul d'abscisse de M_T Maximum X_0 :

a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

Travée A-B	Travée B-C
X_0	X_0
1,27	2,82

b) Etat Limite de Service ELS :

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{|M_{i-1}| + |M_i|} \times \frac{l}{2}$$

Travée A-B	Travée B-C
X_0	X_0
1,27	2,82

2) Calcul du Moment fléchissant en travée :

a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

$$M(X) = \left(\frac{q_u}{2} \times X - q_u \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{|M_{i-1}| + |M_i|} \times X - |M_{i-1}|$$

Travée A-B	Travée B-C
M_{AB}	M_{BC}
1,56	15,32

b) Etat Limite de Service ELS :



Travée A-B	Travée B-C
M	M
1,61	11,13

Effort tranchant :

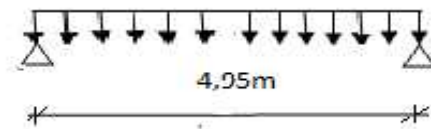
a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u}{2} (l - 2x) \right) + \frac{M}{l} \left(\frac{l - x}{l} - \frac{M_l}{M_r} \right)$$

	Travée A-B	Travée B-C
La Longueur × =	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche Tg =	7,60	16,93
La Longueur × =	3,1	5,8
L'effort tranchant à l'appui droite Td =	-11,02	-17,91

$$M_{u_{max}} = 15,32 \text{ KN.m}$$

TYPE :4



Travées	Points	Moment en Appuis [KN.m]		Abscisse de M _u Maximum X ₀ [m]		Moment en Travée [KN.m]		Effort Tranchant [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
A_B	A	-12,95	-9,28	2,48	2,48	5,45	4,02	14,87
	B	-12,95	-9,28					14,87

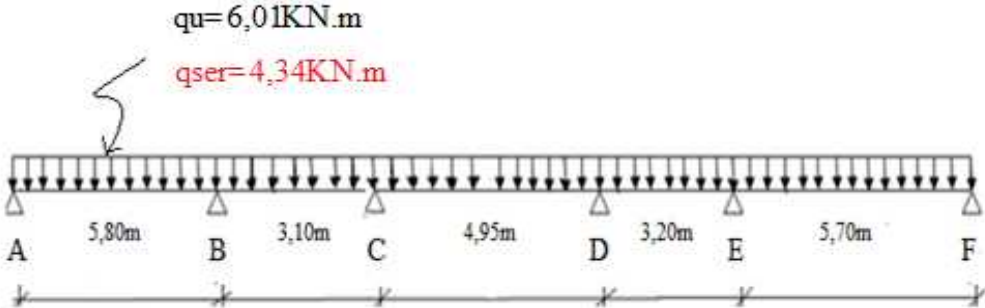


Diagramme de Moment Fléchissant en ELU

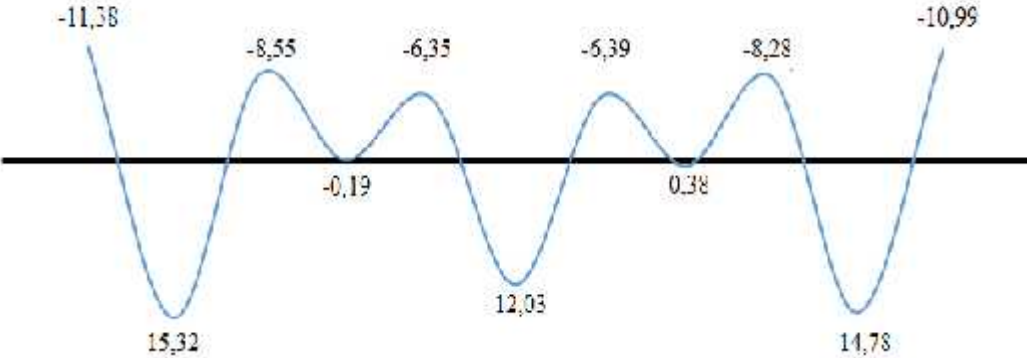


Diagramme de Moment Fléchissant en ELS

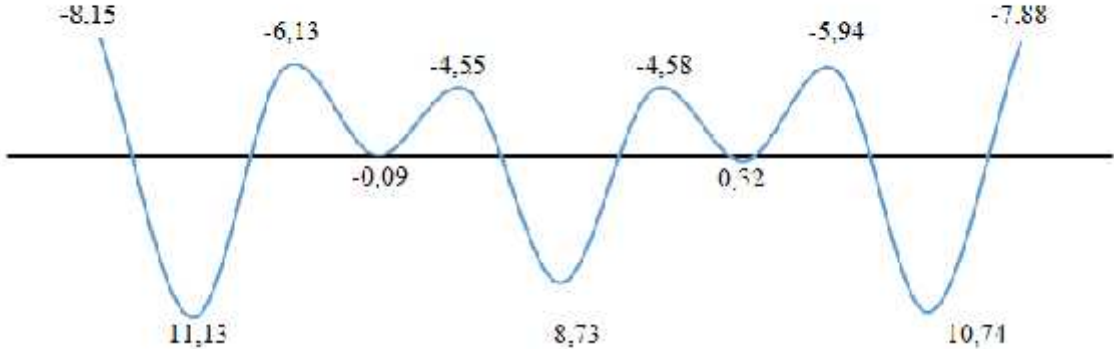
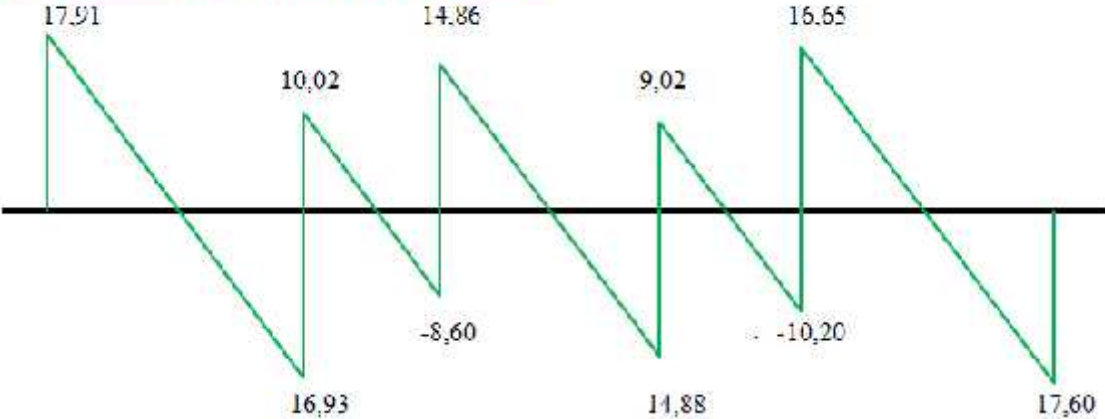




Diagramme de l'effort Tranchant



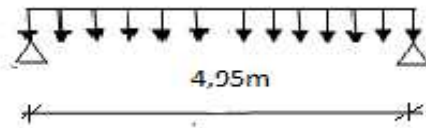


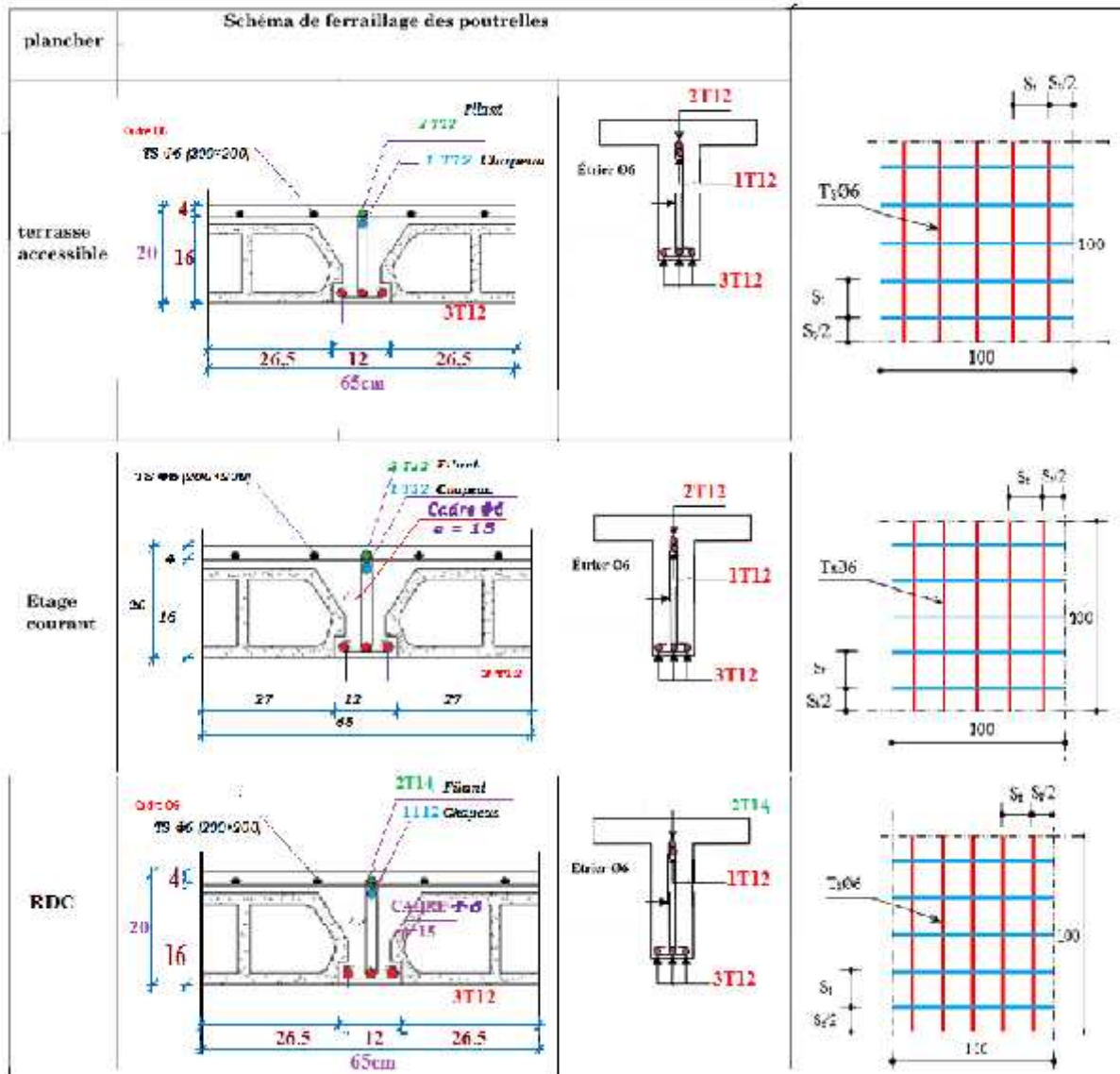
Tableau des Moments fléchissants en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants

Travées	Points	Moment en Appuis [KN.m]		Abscisse de M_p Maximum X_p [m]		Moment en Travée [KN.m]		Effort Tranchant [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
A_B	A	-12,95	-9,28	2,48	2,48	5,45	4,02	14,87
	B	-12,95	-9,28					14,87

Les sollicitations maximums :

ELU								
Terrasse			Courant			RDC		
M_T	M_a	V	M_T	M_a	V	M_T	M_a	V
17,36	12,33	20,28	15,32	11,38	17,89	17,26	13,84	20,84

ELS								
Terrasse			Courant			RDC		
M_T	M_a	V	M_T	M_a	V	M_T	M_a	V
13,09	8,94	20,28	11,13	8,15	17,89	12,43	9,80	20,84



IV-1-Escaliers:

IV-1-1-Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

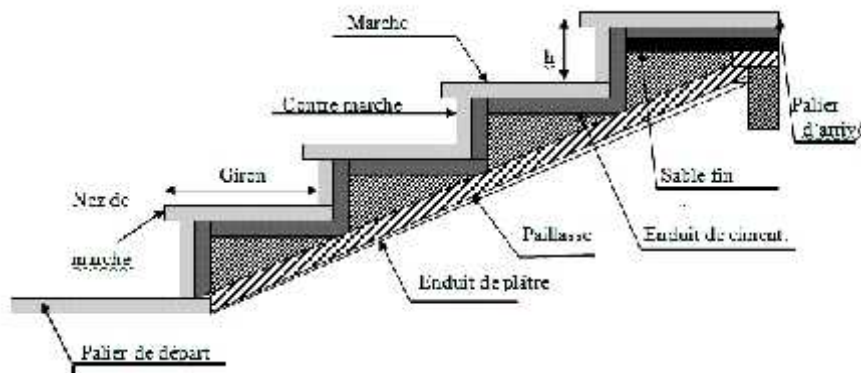


Figure IV-1 : Escalier

IV-1-2-Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur des marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillassse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

Dans notre projet on a TROIS types d'escalier :

Type I : escalier a deux volées deux paliers.

Type II : escalier en droit.

Type III : escalier de carte tourne

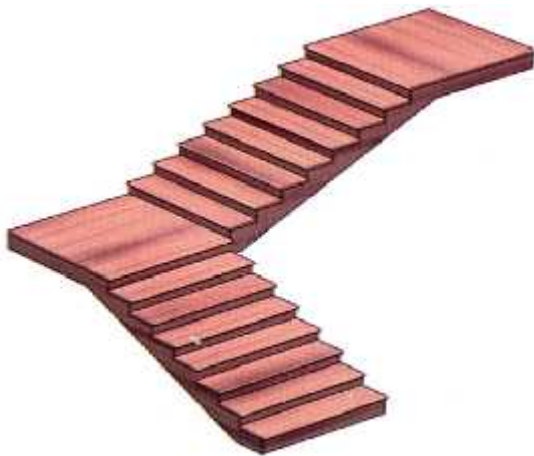


Figure IV-2 : Escalier en droit

IV-1-2-1- Dimensions des escaliers :

Pour RDC :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=he/2$)

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée :

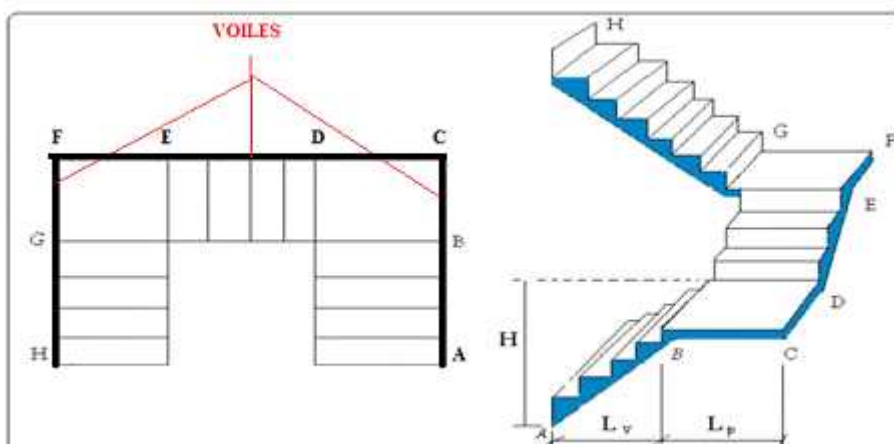


Figure IV-3 : Escalier à trois volées avec deux paliers

Pour RDC :

a-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$L = (n-1) \cdot g$$

$$g = L / (n-1)$$

D'après BLONDEL on a :

Les Volées I et III :

Avec : $m=64\text{cm}$ et $H=408\text{cm}$ et $L=310\text{cm}$

$$h = 17\text{cm}$$

$$n = H/h = 408/17 = 24$$

$$n = 9 + 9 + 6$$

La solution de l'équation est : $n = 24$ nombres de contre marche

Pour étage courant :

$$h = 17\text{cm}$$

$$n = H/h = 306/17 = 18$$

$$n = 7 + 7 + 4$$

La solution de l'équation est : $n = 18$ nombres de contre marche

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59\text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66\text{ cm} = 59\text{ cm} \leq 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 11 marches avec

$$g = 30\text{ cm et } h = 17\text{ cm.}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{310}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{310}{20 \times 0,87} \rightarrow 11,88 \leq e_v \leq 17,82$$

$$e_v = 12\text{ cm}$$

Epaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,95\text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

Epaisseur du jour :

L'épaisseur du jour est de 40cm

b-Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau IV : Résume les charges de paillasse

• **Paillasse :**

N=°	Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
2	Poids propre de la volée	0,14	25,00	3,45
3	Poids des Marches	0,02	18,00	1,87
4	Chape ciment	0,02	20,00	0,40
5	Carrelage	0,02	22,00	0,44
6	Garde corps	0,01	100,00	1,00
			G	7,52KN/m²
			Q	2,5KN/m²

$$q_u = (1,35G+1,5Q).1m = 13,90\text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G+Q).1m = 10,02\text{KN/ml}$$

• **Palier :**

N=°	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36

2	Poids propre dalle	0,12	25,00	3,00
3	Lit de sable	0,03	0,17	0,51
4	Chape ciment	0,02	20,00	0,40
5	Carrelage	0,02	22,00	0,44
		G	4,71KN/m²	
		Q	2,5KN/m²	

$$qu = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1m = 10,11 \text{KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 7,21 \text{KN/ml}$$

Tableau IV.2 : Résume les charges de palier

III.4.3. Combinaisons d'action :

Combinaison d'action	La paille (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
ELU	13,90	10,11
ELS	10,02	7,21

Partie 1 :

1-Détermination des sollicitations :

Charge équivalente :

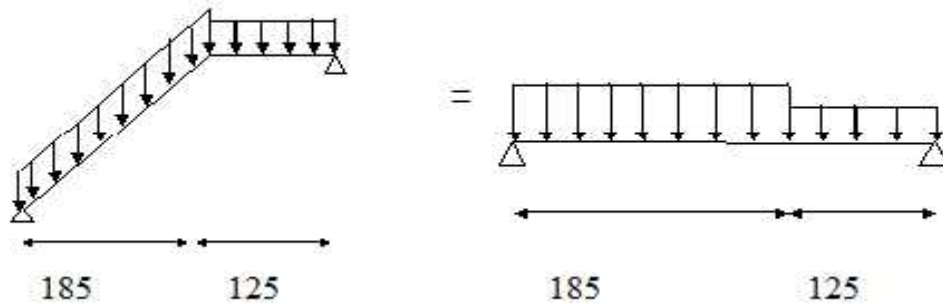


Fig.IV-4 : Schéma statique de l'escalier.

c-Calcul du moment maximal en travée a L.E.L.U :

Charge due au paillasse : $q_1 = 13,90 \text{KN/ml}$

Charge due au palier : $q_2 = 10,11 \text{KN / ml}$

$$\sum F/X \sum F/X = 0 \Rightarrow H \Rightarrow H_B = 0$$

$$\sum F/Y \sum F/Y = 0 \Rightarrow V_A + V_B = q_1 \cdot 1,85 + q_2 \cdot 1,25$$

$$\Rightarrow V_A \Rightarrow V_A + V_B = 37,97$$

$$\sum M/A \sum M/A = (V_B \cdot 3,10) - (q_2 \cdot 1,25) (1,25/2 + 1,85) - q_1 (1,85) (1,85/2) = 0$$

$$\Rightarrow V_B = 17,77 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_A = 20,20 \text{ KN}$$

Vérification :

$$F_v = 0 \Rightarrow V_A + V_B = 17,77 + 20,20 = q_1 \cdot 1,85 + q_2 \cdot 1,25 = 37,97 \text{KN} \quad \text{Vériefie.}$$

Section 1-1 : 0 x 1,85

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 20,20 - 13,56x_m = 0 \Rightarrow x_m = 1,50 \text{ m.}$$

$$M^u_{\max} = M(1,50) = -15,045 \text{ KN.m}$$

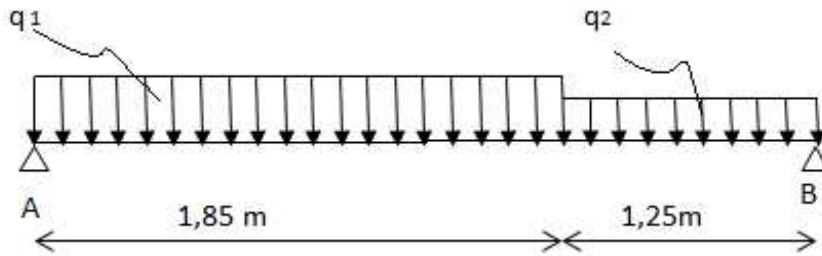


Schéma statique

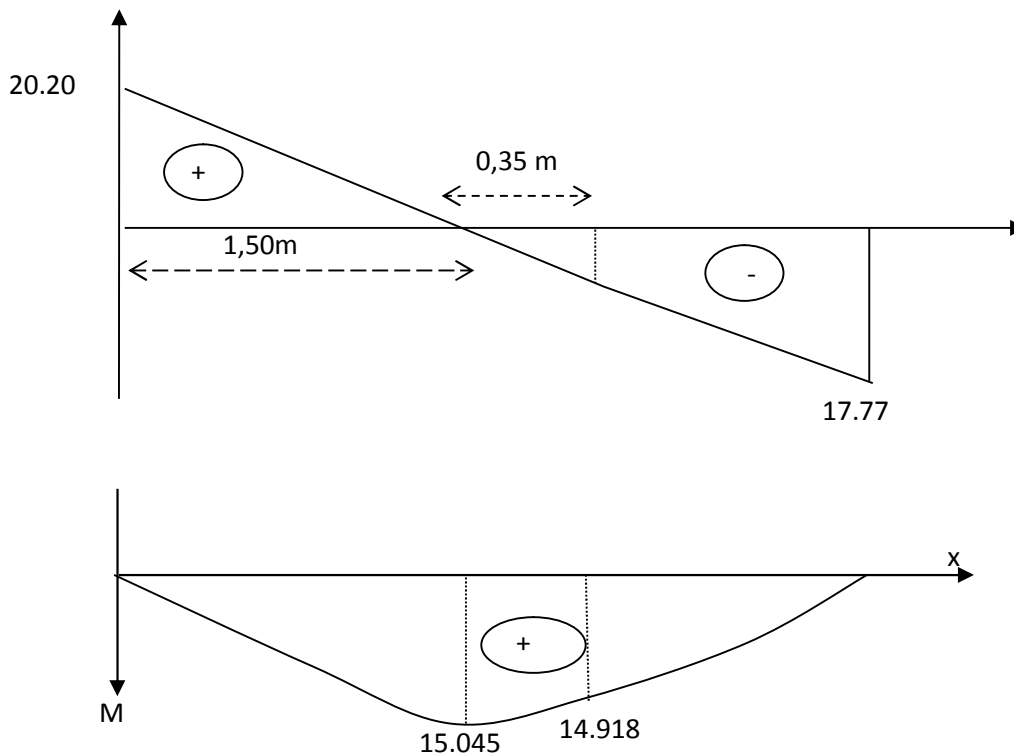
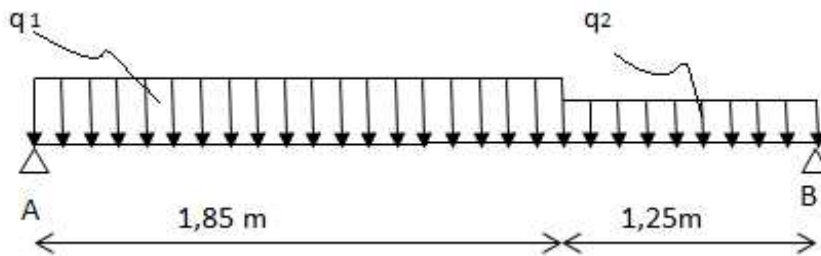


Figure IV.3 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.

Moment en appuis :

$$M_{ag}^u = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 15,045 = -4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ad}^u = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 15,045 = -4,51 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^u = -0,85M_{\max} = -0,85 \times 15,045 = -12,79 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

V-1-2-2- Dimensionnement des escaliers :

d-Calcul du moment maximal en travée a L .E.L.S :

Charge due au paillasse $q_1 = 9.77 \text{ KN/ml}$

Charge due au palier $q_2 = 7.36 \text{ KN / ml}$

$$F/y=0 \quad V_A + V_B = (9.77 \times 1.85) + (7.36 \times 1.25) = 27,27 \text{ KN}$$

$$V_A = 15,08 \text{ KNet } V_B = 12,19 \text{ KN}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max}^{\text{ser}} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 15,08 - 12,19 x_m = 0 \Rightarrow x_m = 1,24 \text{ m.}$$

$$M_{\max}^{\text{ser}} = M(1,24) = 11,19 \text{ KN.m}$$

E.L.S.

Moment en appuis :

$$M_{ag}^{\text{ser}} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 11,19 = -3,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ad}^{\text{ser}} = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 11,19 = -3,36 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_i^{ser} = -0,85M_{max} = -0,85 \times 11,19 = -9,51 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

E.L.U :

Donc : $M_{max} = 15,045 \text{ KN}\cdot\text{m}$

D'où : $M_T = -12,79 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_a = -4,51 \text{ KN}\cdot\text{m}$

IV-1-2-3-Ferraillage :

calcul du ferraillage :

h=	0,12
b=	1
d=	0,108
fbu=	14,17

fc28 =	25	Fe=	400
μ_{bu}	1,5	Ft28=	2,1
μ_{bu}	1,15		

calcul du ferraillage :

	M_{max} (KN.m)	μ_{bu}		Z(m)	A _{cnf} cm ² /ml	A _u cm ² /ml	A adopte cm ² /ml	nombre de bar
Travée	-12,79	0,077	0,100	0,960	1,54	2,364	6,15	4T12
appuis	-4,51	0,027	0,034	0,986	1,22	0,871	3,92	5T10

Calcul d' armature transversal et l'espacement

A_{rep}	1,538	cm ² /ml
A adopte	2,51	5T8
cm²/ml		
ST cm	20	cm

Caractéristique	h travée=12cm h appui=14cm	b=100cm	Fe=400	$\sigma_s=348\text{Mpa}$	D travée=0,9.h=10,8cm D appui=0,9.h=12,6cm		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
travée	-12,79	0,077	0,960	2,364	4T12/ml =4,52cm ² St=20cm	1,13	5φ8/ml =2,51cm ² St=20cm
Appuis	-4,51	0,027	0,986	0,871	5T10/ml =3,93cm ² St=20cm	0,9825	5φ8/ml =1,51cm ² St=20cm

Tableau IV : Résumé le ferrailage

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,52\text{cm}^2$	$A=4,52\text{cm}^2$ $A>A_{min}$ Condition vérifiée

IV-1-2-4-Vérifications des contraintes à l'E.L.S:

E.L.S :

Donc : $M_{max}=11,19\text{KN.m}$

D'où : $M_T = -9,51\text{KN.m}$

$M_a = -3,36\text{KN.m}$

En travée :

$M_{tser} = -9,51\text{KN.m}$

$A_s = 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

Détermination du moment d'inertie:

Sur appui:

$$M_{ser} = 3.36 \text{ KN.m}, \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 15 y^2 - 15 (4.52) (27 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 67.8 y - 1830.6$$

$$= b^2 - 4ac = (101.7)^2 - 4(15)(-2745.9) = 175096.89$$

$$\sqrt{\Delta} = 418.45$$

$$y_1 = \frac{-101.7 + 418.45}{2(15)} = 10.56 \text{ cm}$$

$$y = 10.56 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2 = \frac{30}{3} (10.56)^3 + 15 (6.78) (27 - 10.56)^2 = 39262.66 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.19 \times 10^3}{39262.66} \cdot 10.56 = 3.01 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\delta}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\delta_b < \bar{\delta}_b$ Condition vérifiée

Justification vis-à-vis de T :

$$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{10.11 \times 3.1}{2}$$



$$T_u = 15,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{15,67 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}; \quad \tau_u < \tau_{\text{lim}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement .

Ferrailage des armatures transversales :

$$t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right\} \leq \min \{ 8,57; 30; 10 \} \quad t = 8,57$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = 24,3; \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99/2003

❖ **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm}; 10 L \} = 10 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq 15 L \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section d'armatures minimal :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\text{Max} \{ 0,43; 0,4 \} = 0,43 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,095 \times 30}{235} = 0,012$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K f t_{28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,19 - (0,3 \times 1 \times 2,1 \times 30 \times 1,15)}{0,9 \times 1 \times 2,35} = 0,10 \text{ cm}$$

On prend : 0,10 cm

$$A_t = 0,10 S_t; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}; \quad A_t \geq 1,5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$



L'ancrage des armatures tendues :

$$s = 0,6\psi^2 f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement droit Ls :

$$L_s = \frac{1 \times f_c}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à $r = 5,5 \quad L = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,30 - 2,19(7,7) - 15,6}{1,87} = 9,00 \text{ cm}$$

IV-2-3-Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{310} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,097 > 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_{ser}}{10 \times M_{0ser}} \rightarrow \frac{30}{310} \geq \frac{9,02}{10 \times 11,19} \rightarrow 0,097 > 0,80 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 f_c \quad \frac{4,52}{30 \times 27} \leq 4,2 (400) \quad 0,006 < 0,105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche

IV-1-2-5-Vérifications de La flèche:(selon le B.A.E.L 91) :

Condition	Vérification	
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30}$	0,097 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d < 4,2/ f_c$	0,006 < 0,105	Condition vérifiée

IV-2-Poutre palière :

IV-2-1-Dimensionnement :

Selon BAEL91/99 le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \text{ on prend } h_t = 40\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \text{ on prend } b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

1. des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \quad 20 \text{ cm} \\ h_t \quad 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \quad 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Vérification } 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 40 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cmC.V

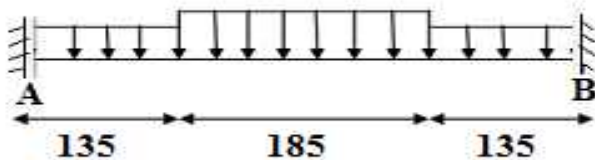


Fig. : Schéma statique.

1-Détermination des sollicitations :

• **La charge équivalente :**

✓ **ELU:** $Q_u = 11,63 \text{ KN/m}$

✓ **ELS :** $Q_s = 8,34 \text{ KN/ml}$.

❖ **Le moment en travées ELU :**

$$M_t = (Q_{eq} L^2 / 24) * 0.75$$

$$M_t = 7,52 \text{ KN.m}$$

❖ **Le moment sur appuis ELU :**

$$M_a = (Q_{eq} \cdot L^2 / 12) \cdot 0.5$$

$$M_a = 10,73 \text{ KN.m}$$

❖ **L effort tranchant :**

Combinaison	QeqK(N/m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	T(KN)
ELU	11,63	10,73	7,52	26,44
ELS	8,34	7,19	5,39	

$$T = Q_{eq} \cdot L / 2.$$

$$T = 26,44 \text{ KN}$$

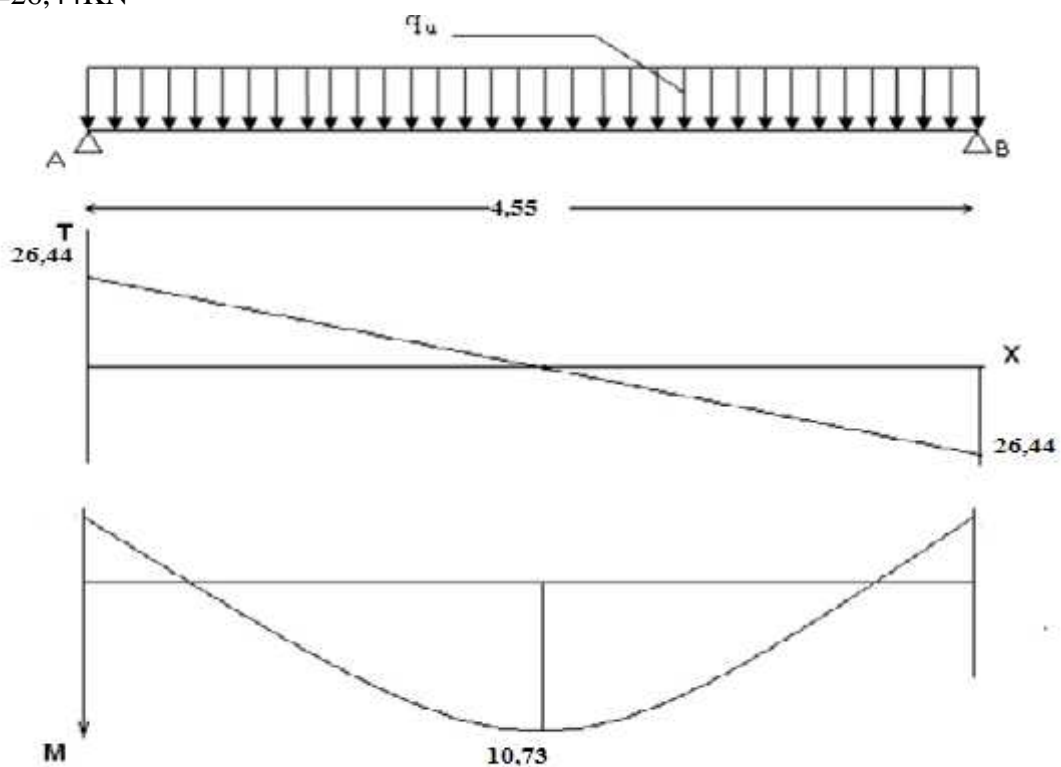


Figure IV.7 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

-Calcul des armatures :

-Les armatures longitudinale:



ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = T_u = 26.44 \text{ KN}$$

$$u = 0.245$$

$$u = \min \left(0.2 \frac{f_c}{f_t}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{u} = \min (3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$u < \bar{u}$ Condition vérifiée .

les armatures transversales n'est pas nécessaire.

Espacement des armatures:

$$S_t \text{ min } (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition:

$$\text{Travée : } A_r = A_l / 4 =$$

$$\text{Sur appuis : } A_r = A_l / 4 = 0.59 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 3 \text{ } \phi = 1.57 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$S_t \text{ min } (4h; 45 \text{ cm}) = \min (120; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = 100 / 3 = 33.33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_t = 100 / 3 = 33.33$$

$$\text{Soit } S_t = 33 \text{ cm}$$

2-2Vérification à ELS :

Vérification des contraintes maximales du béton comprimée :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il y'a aucune vérification concernant s

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \alpha = M_u / M_{ser}$$

	(M _u KN.m)	M _{ser} (KN.m)		bc			condition
En trvée	10,73	7,52	1.42	15	0.018	0.46	cv
appui	7,19	5,39	1.34	15	0.015	0.42	cv

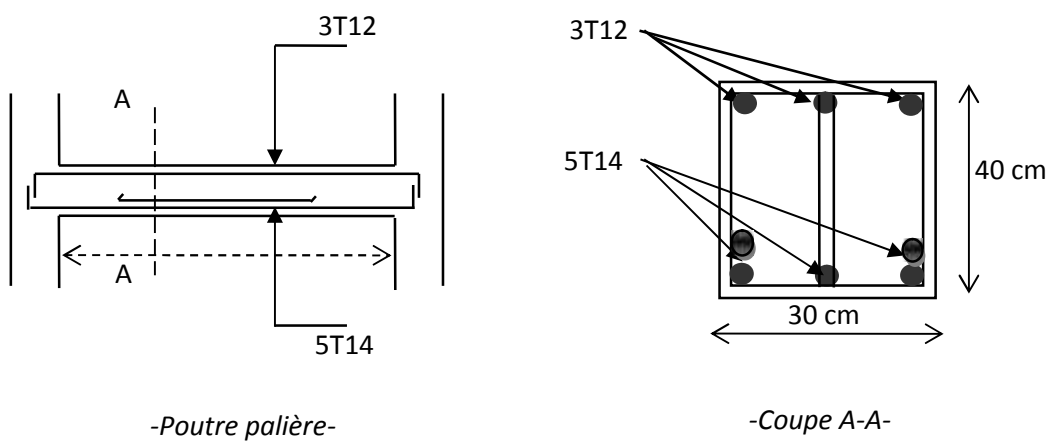
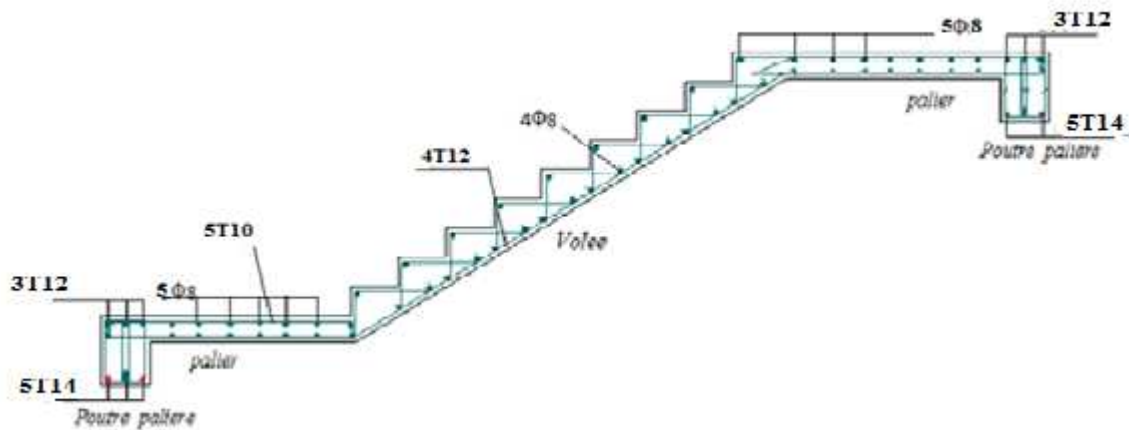


Figure IV.9 coupe de poutre palière



IV-3- Acrotère :

IV-3-1- Introduction

L'acrotère est un couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute .Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

IV-3-2-Dimensions :

Hauteur $h = 60 \text{ cm}$

Epaisseur $e_p = 10 \text{ cm}$

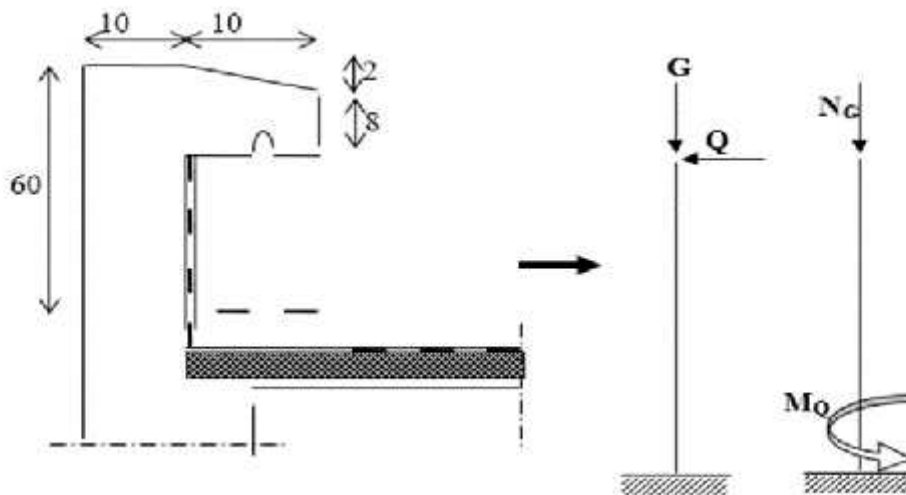


Figure :schéma d'acrotère

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère , cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entrainer des fissures ainsi que des déformations importantes(fissuration préjudiciable).

IV-3-3-Calcul des sollicitations :

a-Poids propre :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = [\frac{1}{2} (0,1 \times 0,02) + (0,1 \times 0,08) + (0,1 \times 0,6)]$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

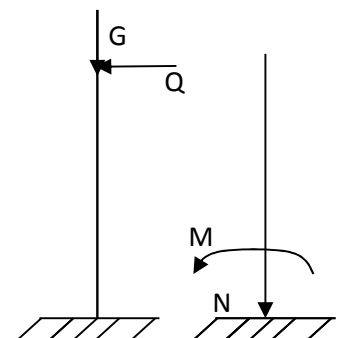
$$G = S \times \gamma = 0,069 \cdot 25 = 1,73 \text{ KN /m}$$

b-Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1,00\text{KN/m}$

$$N_u = 1,35G = 1,35 (1,73) = 2,33 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1,5Q \cdot h = 1,5(1) (0,6) = 0,9 \text{ KN/m}$$



La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

c-Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

d-L'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,386 \text{ m}$$

$$\frac{ep}{\gamma} = \frac{0,10}{\gamma} = 0,05\text{m} < 0,386\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limite par les armatures.

IV-3-4-Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,33 \left(0,386 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,33 - 0,97 = -0,806 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KNm}$$

$$-0,806 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KNm}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

IV-3-5-Calcul de ferrailage a ELU :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{100 \cdot 92 \cdot 14,17} = 0,008$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :

$$L = 0,8 \quad L (1 - 0,4 L)$$

$$L = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_f} = 0,668$$

$$1000 \mu = \frac{f_e}{E \cdot \sigma_s} = \frac{400}{2 \cdot 10^5 \cdot 1,16} = 1,74$$

$$\mu_L = 0,8(0,668) [1 - 0,4(0,668)] \cdot 0,392 > \mu_s \cdot 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \mu = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} = section d'armature en flexion simple.

A_{fc} = section d'armature en flexion composé .

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot b} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,996 \cdot 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \delta_s} = 0,311 - \frac{2,33 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

Section minimal des armatures en flexion composé pour une section rectangulaire :

$$N_{ser} = G = 1,73 \text{ Kn /ml (} W_p)$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1(0,6) = 0,6 \text{ Kn/ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,73} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{d \cdot b \cdot F_{t2s}}{f_e} \cdot \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \cdot 0,23$$

$$A_{smin} = \frac{9 \cdot 100 \cdot 2,1}{400} \cdot \frac{35 - 0,45(9)}{35 - 0,185(9)} \cdot 0,23 = 4,72 \cdot 0,21 = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{su} ; A_s ; A_{min}) \Rightarrow \max (0,311 ; 0,244 ; 1,01)$$

$$A_s = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



On adopte 4 6 ; $A = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures pour répartition :

$$A_R = \frac{A_s}{u} = \frac{1,13}{u} = 0,28 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

On adopte $A_s = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ 4 6.

IV-3-6-Vérification des contraintes (ELS):

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \left(e - c + \frac{h}{2} \right) \\ = 1,73 \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2} \right) = 0,484 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot y_1^2 - n \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 - (15)(1,13)(9 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 - 16,95y_1 - 152,55 = 0$$

$$y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + n \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} (1,59)^3 + (15)(1,13)(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^2$$

a-Détermination des contraintes dans le béton comprimé _{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y_1 = \frac{484}{1064,68} \cdot 1,59 = 0,72 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

b-Détermination des contraintes dans l'acier tendue _{bc} :

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$$s_{bc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c = 110 \sqrt{n F_t 28} \right\}$$

avec : n = coefficient de fissuration pour HA ≥ 6 mm ; $n = 1,6$

$$\bar{s}_{bc} = \min \{ 267 \text{ Mpa} ; 202 \text{ Mpa} \} = 202 \text{ MPA}$$

$$s_{bc} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{484}{1064,68} \cdot (9 - 1,59) = 50,52 \text{ Mpa}$$

$s_{bc} < \bar{s}_{bc}$ condition vérifiée

c-Contrainte de cisaillement :

$$u = \frac{T}{b \cdot d} ; T = 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$u = \frac{1,5}{1,0,09} = 16,67 \text{ Kn/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\bar{u} = \min (0,1 F_{t28} ; 4 \text{ Mpa}) \text{ fissuration préjudiciable} = 2,5 \text{ MPA}$$

$u < \bar{u}$ Condition vérifiée

d-Vérification de ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 C_p \cdot A \cdot W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p: facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p: poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ KN}$

F_p: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4(0,8)(0,15)(1,73) = 0,830 \text{ KN}$$



$F_p < 1,5Q ; F_p = 0.83KN$

$0,83 < 1,5(1)$ condition vérifiée

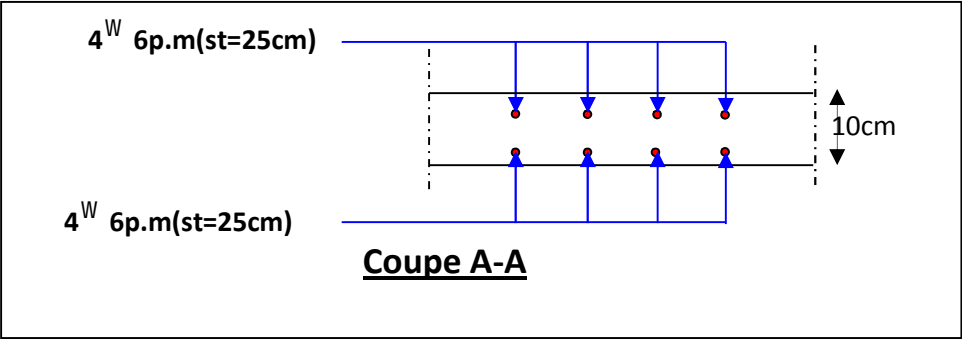
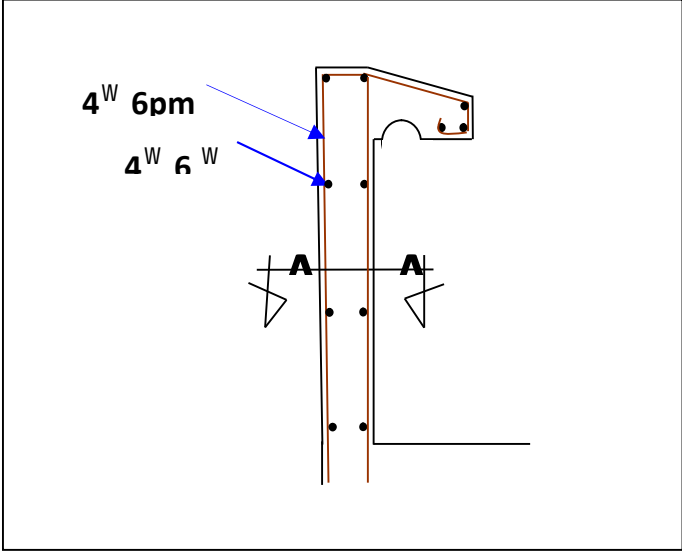


Figure : Ferrailage de l'acrotère

IV-4-Balcons :

IV-4-1-Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e > 12cm$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15cm$.

Dans notre étude, les différents cas des balcons sont les suivantes :

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte une épaisseur de 15cm

IV-4-2-Exemple de calcul :(cas 1)

On va considéré que le balcon est une dalle pleine semi encastré au trois 03 cotés.

Suivant L_y : encastré au poutre

Suivant L_x : encastré au deux consoles

Avec : $L_x = 0,90m$

$L_y = 3,10m$

La dalle travail dans les deux sens

L'épaisseur des dalles pleines doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la flexion : $h_0 \geq \frac{L_x}{20} = \frac{90}{20} = 4,50cm$
- Isolation acoustique $h_0 > 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $h_0 = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $h_0 = 15cm$

IV-4-3-Descente de charge :

- 1- Revêtement en carrelage ($e_p = 2cm$)..... 0,40 KN /m²
- 2- Mortier de pose ($e_p = 2cm$).....0,40 KN /m²
- 3- Couche de sable ($e_p = 2cm$).....0,34 KN /m²
- 4- Dalle pleine en béton armé ($e_p = 15cm$)..... 3,75 KN /m²
- 5-Enduit de ciment ($e_p = 2cm$).....0,36 KN /m²

$$G = 7,45 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_u = 1,35(7,45) + 1,5(5)$$

$$Q_u = 14,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge par ml} = Q_u = 14,59 \times 1 = 14,59 \text{ KN/m.l}$$

IV-4-4-Calcul de la charge concentrée due au mur extérieur:

Poids propre du mur en brique :

$$P = \rho \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,10 \times 1,10 \times 1\text{m} = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 (1,43) = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = 1,43 \text{ KN}$$

IV-4-5-Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\text{max}} = - P_u \cdot l = - 1,93(0,90) = - 1,74$$

$$M_{\text{max}} = -7,65 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_u \cdot l + P_u = 14,59 \times 0,90 + 1,93 = 15,06 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

IV-4-6-Calcul des moments max: (ELS)

$$M_{\text{max}} = - P_s \cdot l = - 1,43(0,90) = - 1,29$$

$$M_{\text{max}} = - 5,45 \text{ KN/m}^2$$

$$T_{\text{max}} = Q_s \cdot l + P_s = 10,25 \times 0,9 + 1,43 = 9,22 + 1,43 = 10,65 \text{ KN}$$

IV-4-7-Calcul du ferrailage:

La section à calculé (100x15)

$$M = 7,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{7,65}{100 \cdot 13,5^2} = 0,029 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \sigma_s = 0,988$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot d} = 1,65 \text{ cm}^2$$



IV-4-8-Vérifications:

Conditions de non fragilité:

$$A_{min} = (0,23.b.d.)/f_e = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} A \Rightarrow A_{col} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Le choix = 4T10 = 3,14 cm²

Contrainte de cisaillement :

$$u = 0,15 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$= \min(0,10f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = \min (0,10 \times 25 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$u = 0,15 < 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales n'est pas nécessaire

Contrainte d'adhérence :

La vérification des contraintes à L.E.L.S :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$- 15A_s(d-y) = 0 \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$50y^2 + 15 \times 3,14 (13,5-y) = 0$$

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0$$

$$= (47,10)^2 - 4 \times 50 \times (-635,85) = 2218,41 + 127170 = 129388,41$$

$$= 359,70$$

$$y_1 = - 4,06$$

$$y_2 = 3,12$$

$$y = 3,12 \text{ cm}$$

(position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

Détermination du moment d'inertie :

$$I = y_1^3 + d-y_1)^2 = (3,12)^3 + 15(13,5-3,12)^2$$

$$I = 1012,37 + 5074,76$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé _{bc} :

$$bc = y_i = 2,79 \text{ Mpa}$$

$$= 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$bc = 2,79 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{bc} :

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\sigma_{bc} = \min \{ f_e ; 110 \}$$

Avec n : coefficient de fissuration pour HA ; $W = 1,6$

$$\sigma_{bc} = \min \{ 110 \}$$

$$\sigma_{bc} = \min \{ 267 ; 202 \} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = w (d - y_1) = 15 (13,5 - 3,12) = 139,4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 139,4 \text{ Mpa} < 202 \text{ Mpa}$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = 0,78 \text{ cm}^2$$

On adopte $3 \text{ } \phi_8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de la flèche :

Pour les éléments supports en console, la flèche F est égale à :

$F = F_1 + F_2$ avec : $F_1 =$ Flèche due à la charge répartie .

$F_2 =$ Flèche due à la charge concentrée .

Détermination du centre de gravité :

$$y_a = 7,68 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_a = 7,68 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_a = 15 - 7,68 = 7,32 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = 15099,49 + 13074,1 + 1595,39$$

$$I = 29769 \text{ cm}^4$$

$$F = F_1 + F_2 =$$

$$F = 0,069 \text{ cm}$$

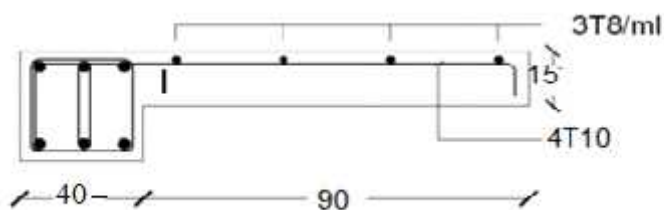
$$F_{ad} = 0,36 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,069 \text{ cm} < F_{adm} = 0,36 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Cas	01	02
Moment fléchissant M_u	7.25	5.06

(KN.m)		
L'effort tranchant		
T_u (KN)	15.06	10.99
M_{ser} (KN.m)	5.45	3.7
A_{cal} (cm ² /ml)	1.65	1.08
A_{min} (cm ² /ml)	1,63	1,63
Choix d'acier (p.m)	4T10	4T10
A_{adopte} (cm ² /ml)	3.14	3.14
A_r (cm ² /ml)	0.78	0.78
Choix d'acier (p.m)	3T8	3T8

Tableau IV.4. :Récapitulatif des armatures des différents cas des balcons



FigureIV.11 :Détail de ferrailage des balcons.

Figure.III.17 : Schéma statique du balcon

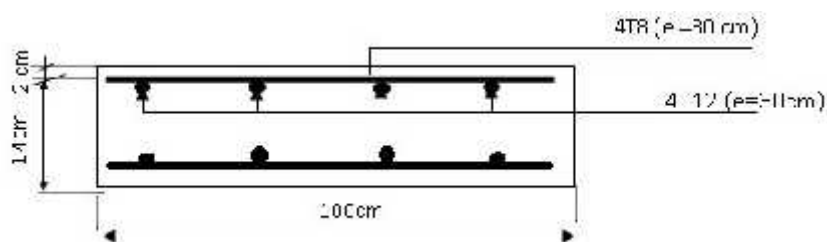


Figure.III.18 : ferrailage du balcon.

IV-5 -Etude de l'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine II.5. Etude de l'ascenseur L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

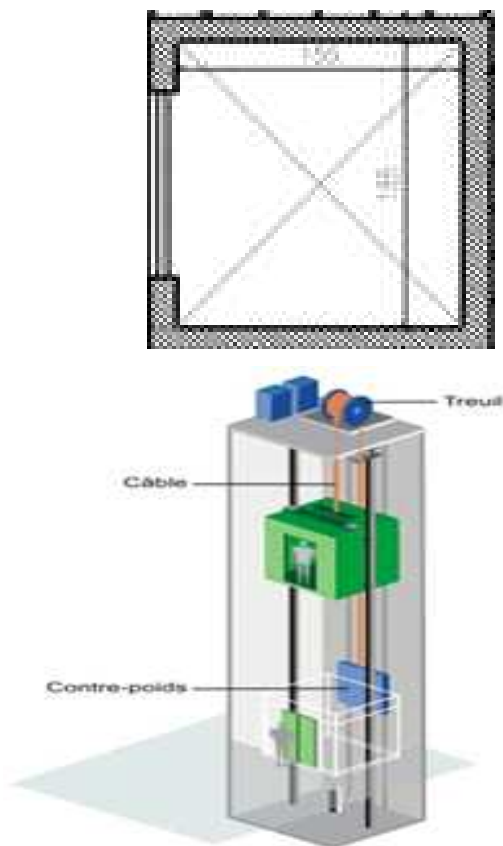


Figure 1. Schéma statique et concept d'ascenseur.

Les caractéristiques

-V= 16 m/s : Vitesse de levage.

-Pm =15KN : Charge due à la salle de machine.

-Dm = 51 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.

-Fc = 145 KN : Charge due à la rupture des câbles.

-Bs× Ts = 2 ×1,85 m² dimensions de la gaine. - le poids propre de l'ascenseur est de (charge nominale) 6,30 KN

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

- Une largeur de : 2,15 m
- Une longueur de 1,85 m
- Une hauteur de cabine de 2,66 m
- Une largeur libre de passage de : 1,85 m
- Une hauteur libre de passage de : 2,2 m
- Une hauteur de course de : 34,68 m
- Une surface latérale $S = (2,15 \times 2 + 1,85 \times 2) \times 2,2 = 17,60 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

10.2. Dalle de salle machine (locale)

- h : épaisseur de la dalle
- h_0 épaisseur de revêtement

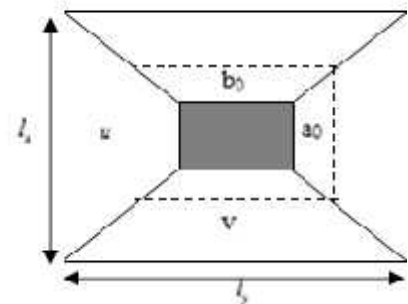
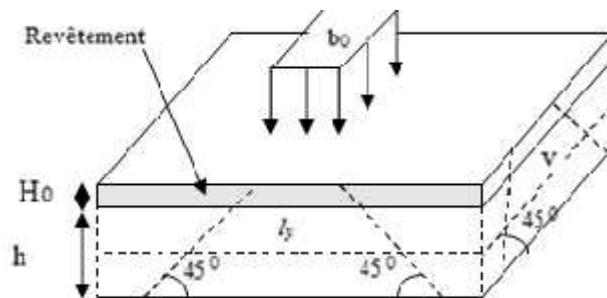


Figure . Schéma représentant la surface d'impact.

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- Pp : Le poids de contrepoids tel que $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 6,75 kN pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Poids de la cabine $s=(2 \times 1.40 + 1.4) \times 2.20 = 9.24 \text{ m}^2$	$M1 = 11.5 \times 17.6 \times 1.85 = 374,44 \text{ kN}$
Poids de plancher $s = 2.2 \times 2.2 = 4,84 \text{ m}^2$	$M2 = 1,10 \times 4.84 = 5,324 \text{ kN}$
Poids de toit	$M3 = 0,20 \times 4.84 = 0,968 \text{ kN}$
Poids de l'arcade	$M4 = 0,60 + (1,20 \times 1.85) = 2,82 \text{ kN}$
Poids de parachute	$M5 = 0,40 \text{ kN}$
Poids des accessoires	$M6 = 0,80 \text{ kN}$
Poids de poulies de mouflage	$M7 = 2 \times 0,30 = 0,60 \text{ kN}$
Poids de la porte de cabine	$M8 = 1,20 + (1,6 \times 0,25) = 1,6 \text{ kN}$

Le poids mort total est : 386,952KN

Le contre poids :

Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. on prend Pour notre cas $C_s = 12$. à titre créance .

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle

que soit le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a alors : $C_r = C_s \cdot M$ (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \quad (2)$$

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $M = Q + P$

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 12(6,75 + 386,952) = 4724,424 \text{ KN}$

celle ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $C_r = C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

pour un câble de $d=12,22\text{mm}$ et $m=2$ on à : $C_r(1 \text{ câble})=8152\text{kg}$

Soit $n=2$ câbles.

vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble;Le nombre de câble doit être un nombre pair .

Le poids des câbles (M_g):

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ KN}$

L :longueur du câble $L = 31,61 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 31,61 = 32,56 \text{ KN}$$

$$(2) \quad M = Q + P_m + M_g = 6,75 + 386,956 + 32,56 = 426,266 \text{ KN}$$

Vérifications de C_r :

$C_r = C_s \times M$ vérifiée.

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 12,00 \text{ KN}$

La charge permanente totale : $G = 386,956 + 390,331 + 12,00 + 426,266 = 1215,553 \text{ KN}$

Les surcharges : $Q=6,75\text{kg}$.

$$Q_u=1,35G + 1,5Q = 1651,1215\text{KN}.$$

Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement .

La charge totale ultime : $q_u= 1651,1215\text{KN}$

Chaque appui reçoit le de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui , alors:

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

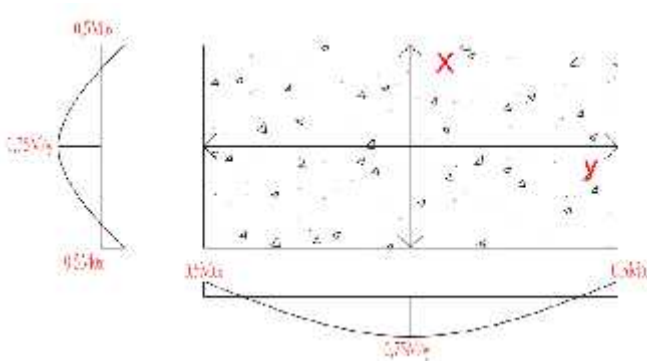
u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée est appliquée sur un carré de $(10 \times 10)\text{ cm}^2$

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$



Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5T10 / \text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$

$A_a=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit $5T10 / \text{mL}$ avec $S_t=20\text{cm}$

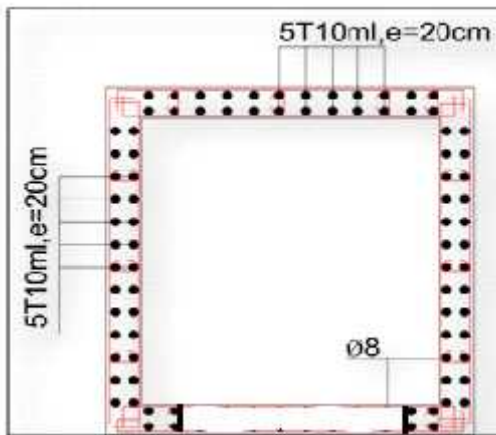


Figure V.13 :Ferrailaged'ascenseur sens x

Suivant L_y : $A_t=3,93\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $S_t = 20\text{cm}$

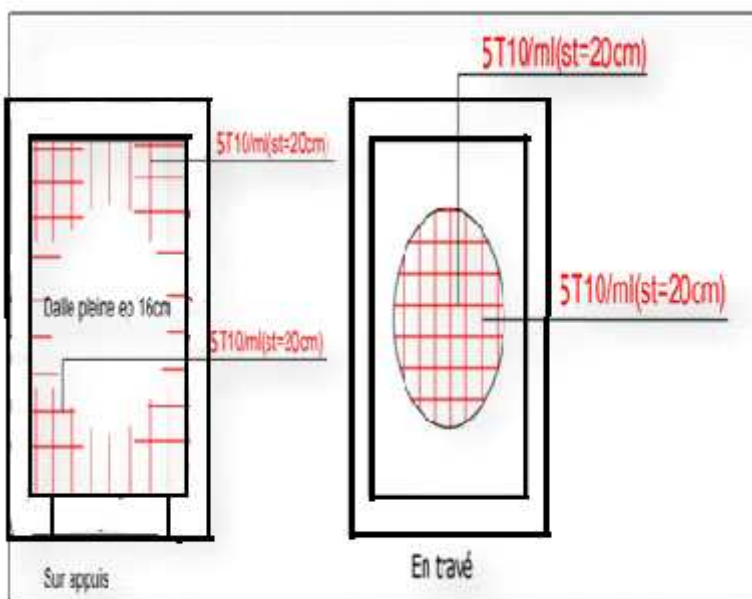


Figure V.13 :Ferrailaged'ascenseur sens y

V-1-Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ROBOT » qui contient différentes méthodes de calcul sismique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce

basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V-2- Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V-2-1-1-Modélisation de la masse :

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+ Q)$ imposée par tableau **(4.5 RPA99 version 2003)** avec $(\gamma=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.

La charge de l'acrotère et des murs extérieurs et intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

V-2-1-2-Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

: V-2-1-2-1-Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées D'élément barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse Linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.

Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.

Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes ...).

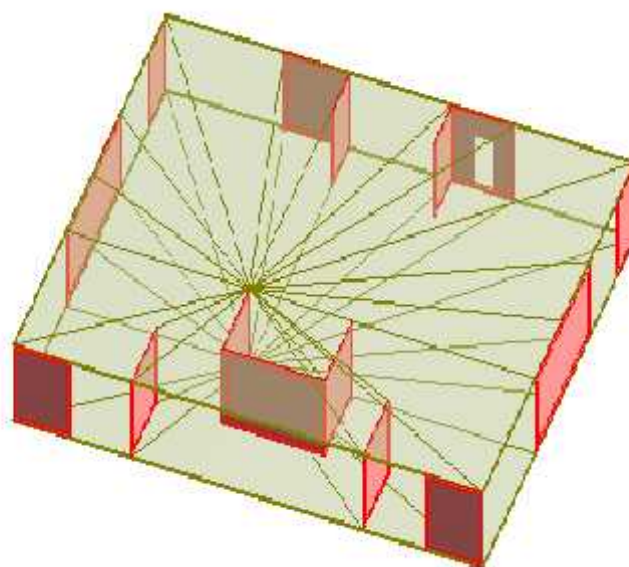


Figure. V.1:la disposition des voiles dans la structure

Avant de procéder à l'analyse dynamique, il faut dimensionner la structure sans la prise en compte du séisme. Cela permettra de partir sur des sections qui représenteront réellement le comportement dynamique de la structure.

L'analyse sismique obéit à une succession d'opérations qui, si elles sont correctement menées, conduiront à la réussite de ce genre d'étude. Les étapes primordiales sont détaillées ci-dessous:

V-3-Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Avec :

$\frac{\delta a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone.

y : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$y = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0,7$$

\zeta : Pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

Facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec

.D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

B ($A = 0,15$)

-Zone sismique IIa



-Groupe d'usage 2

-Portique en béton armé.

-Remplissage léger.

$$y = \sqrt{7 / (2 + 6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

Coefficient de comportement global de la structure R :

R : Coefficient de comportement de la structure

-Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide R = 5.

Facteur de qualité Q :

-Pour avoir la valeur de Pq tout dépend des six critères de Q

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est < **1,5**.

sens longitudinal : (5 travée) :

$$L_{max}/L_{min} = 5,8/3,1 = 1,87 \text{ Sup } 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0,05$$

sens transversal : (4 travée) :

$$L_{max}/L_{min} = 6,90/3,2 = 2,15 \text{ Sup } 1,5 \text{ critère non observé } p_q = 0,05$$

.Calcul de D :

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond :

$$T = C_T (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) !$$

$$\text{Avec : } T = \text{Min}(C_T (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L}$$

)

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7)$$

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} h_n = 34,68\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,71 \text{ sec} \dots\dots\dots (1)$$

2ème Cas



$$T_x = 0,09 \cdot (hN) / (L_x)^{1/2} \text{ avec : } L_x = 23,15 \text{ m}$$

$$T_y = 0,09 \cdot (hN) / (L_y)^{1/2} \text{ avec : } L_y = 19,80 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \cdot (34,68) / (23,15)^{1/2} = 0,65 \text{ s}$$

$$\text{Min}(T_x, T_y) = 0,65 \text{ sec} \dots \dots \dots (2)$$

$$T_y = 0,09 \cdot (34,68) / (19,80)^{1/2} = 0,70 \text{ s}$$

$$1,3T_x = 0,84 \text{ sec}$$

$$\text{De (1) et (2) } \dots \dots \dots 1,3 \cdot T = 0,84 \text{ sec}$$

$$1,3T_y = 0,91 \text{ sec}$$

On a : $T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_x = 0,65 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_y = 0,70 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$$

En prend : $T_x = 0,65 \text{ sec}$ $T_y = 0,70 \text{ sec}$

Donc : $D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,9354 \left(\frac{0,5}{0,65} \right)^{2/3} = 1,9632$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,9354 \left(\frac{0,5}{0,70} \right)^{2/3} = 1,8686$$

Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC: $G + Q \pm E$

ACC: $0,8 \times G \pm E$

-Critères :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-Redondance en plan.

3-Régularité en élévation.

4-Régularité en plan ($l_x/l_y = (23,15)/19,80 = 1,7 < 4$ donc le bâtiment est irrégulier en plan .

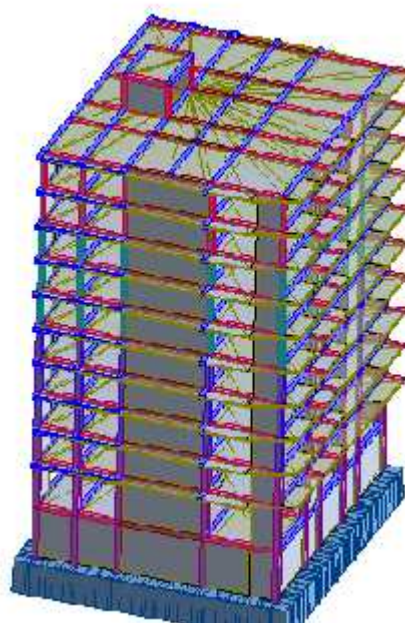
5-Contrôle de qualité de matériaux.

6-Contrôle de qualité de l'exécution.

Tableau V-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + P_q = 1 + (0,00+0,00+0,05+0,05+0,05+0,05) = 1,2.$$



- DALLE15
- P-P240*50
- P-P40*45
- P-P40*40
- POUT N 20X20
- VOILE24
- peillasse
- pelier
- pel35x35
- pel40x40
- pel43x45
- pel50x50
- voile



					l	l		
3/1	1,0 3	0,97	65,50	0,00	65,50	0,00	5783964,5 2	5783964,5 2
3/2	1,5 1	0,66	65,50	63,99	0,00	63,99	5783964,5 2	5783964,5 2
3/3	1,7 8	0,56	65,53	64,36	0,03	0,38	5783964,5 2	5783964,5 2
3/4	3,7 3	0,27	79,61	64,36	14,08	0,00	5783964,5 2	5783964,5 2
3/5	6,2 8	0,16	79,61	81,35	0,00	16,99	5783964,5 2	5783964,5 2
3/6	7,2 5	0,14	80,46	81,35	0,85	0,00	5783964,5 2	5783964,5 2
3/7	7,4 3	0,13	80,48	83,03	0,02	1,68	5783964,5 2	5783964,5 2
3/8	7,5 4	0,13	80,96	83,11	0,47	0,09	5783964,5 2	5783964,5 2
3/9	7,9 3	0,13	81,01	83,11	0,06	0,00	5783964,5 2	5783964,5 2
3/10	8,3 0	0,12	85,32	83,12	4,31	0,00	5783964,5 2	5783964,5 2

T = 0,97 sec

W = 5783964,54 KN

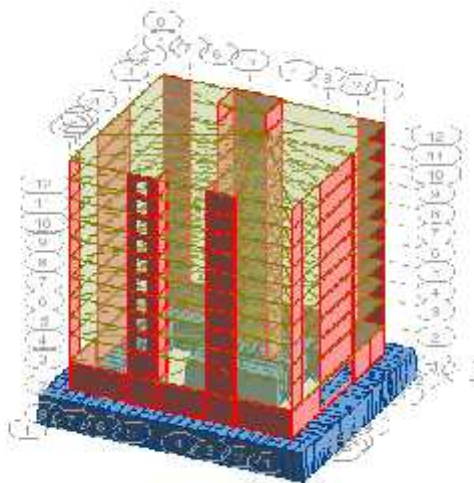


Figure V-4 : La 2^{ème} disposition des murs voiles

V-4-2- Calcul des masses de la structure (La 2^{ème} disposition):

T=0,84sec W=5832664,20KN

MO DE	fré (hz)	Péριο de (sec)	Ux% Mass es cumu lées	Uy% Mass es cumu lées	U% Mass e moda l	Uy% Mass e moda l	Tot-mas- Ux (KN)	Tot-mas-Uy (KN)
3/1	1,20	0,84	58,59	0,10	58,59	0,10	5832664,20	5832664,20
3/2	1,41	0,71	58,79	63,94	0,19	63,84	5832664,20	5832664,20
3/3	1,81	0,55	64,96	64,12	6,17	0,17	5832664,20	5832664,20
3/4	4,83	0,21	80,14	64,12	15,18	0,00	5832664,20	5832664,20
3/5	6,03	0,17	80,15	82,38	0,01	18,26	5832664,20	5832664,20
3/6	7,47	0,13	81,20	82,40	1,06	0,02	5832664,20	5832664,20
3/7	10,45	0,10	86,28	82,40	5,08	0,00	5832664,20	5832664,20
3/8	13,24	0,08	86,28	88,91	0,00	6,51	5832664,20	5832664,20
3/9	14,34	0,07	86,51	88,91	0,23	0,00	5832664,20	5832664,20
3/10	14,56	0,07	86,78	88,91	0,27	0,00	5832664,20	5832664,20

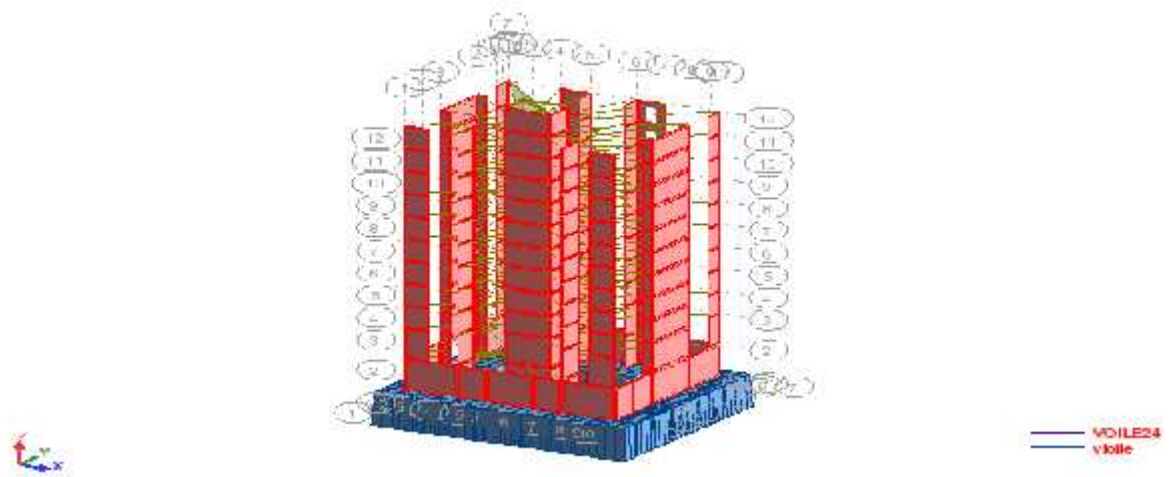


Figure V-5 : La 3^{ème} disposition des murs voiles

T= 0,80 sec **W= 6028092,78KN**

V-4-3- Calcul des masses de la structure (La 3^{ème} disposition):

MOD E	fré (hz)	Période (sec)	Ux% Masses cumulé s	Uy% Masses cumulé s	U% Mass e moda l	Uy% Mass e moda l	Tot-mas- Ux (KN)	Tot-mas- Uy (KN)
3/1	1,24	0,80	61,05	0,03	61,05	0,03	6028092,78	6028092,78
3/2	1,57	0,64	61,12	64,03	0,07	64,00	6028092,78	6028092,78
3/3	1,91	0,52	65,17	64,19	4,05	0,17	6028092,78	6028092,78
3/4	4,92	0,20	80,45	64,20	15,28	0,00	6028092,78	6028092,78
3/5	6,70	0,15	80,46	83,02	0,00	18,83	6028092,78	6028092,78
3/6	7,97	0,13	81,06	83,05	0,61	0,02	6028092,78	6028092,78

3/7	10,5 5	0,09	86,26	83,05	5,20	0,00	6028092,7 8	6028092,7 8
3/8	14,2 9	0,07	86,27	88,35	0,01	5,31	6028092,7 8	6028092,7 8
3/9	14,3 4	0,07	86,43	88,57	0,16	0,21	6028092,7 8	6028092,7 8
3/10	14,5 8	0,07	86,68	88,58	0,25	0,02	6028092,7 8	6028092,7 8

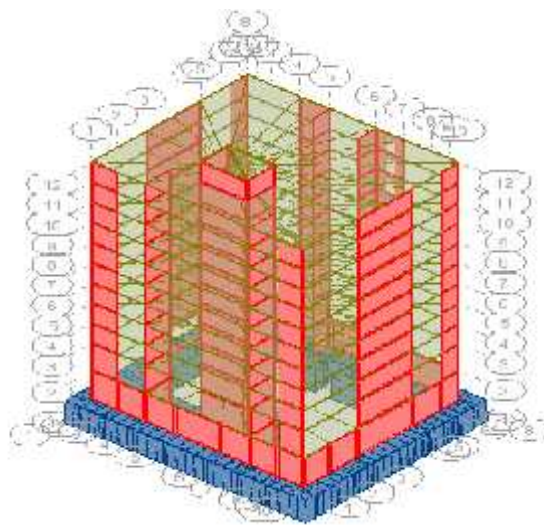


Figure V-6 : La 4^{ème} disposition des murs voiles

+

V-4-4- Calcul des masses de la structure (La 3^{ème} disposition):

MOD E	fré (hz)	Périod e (sec)	Ux% Masses cumulée s	Uy% Masses cumulée s	U% Mass e moda l	Uy% Mass e moda l	Tot-mas- Ux (KN)	Tot-mas- Uy (KN)
4/1	1,24	0,81	58,28	0,77	58,28	0,77	6269924,5 4	6269924,5 4
4/2	1,44	0,69	59,76	64,71	1,48	63,94	6269924,5 4	6269924,5 4
4/3	1,80	0,55	65,87	66,24	6,11	1,53	6269924,5	6269924,5



							4	4
4/4	4,82	0,21	80,52	66,27	14,65	0,03	6269924,5 4	6269924,5 4
4/5	6,01	0,17	80,61	84,03	0,09	17,76	6269924,5 4	6269924,5 4
4/6	7,32	0,14	81,51	84,48	0,89	0,45	6269924,5 4	6269924,5 4
4/7	10,3 2	0,10	86,84	84,48	5,33	0,00	6269924,5 4	6269924,5 4
4/8	13,3 8	0,07	88,13	84,77	1,29	0,29	6269924,5 4	6269924,5 4
4/9	13,4 2	0,07	88,23	91,02	0,11	6,26	6269924,5 4	6269924,5 4
4/10	15,8 4	0,06	88,42	91,16	0,18	0,14	6269924,5 4	6269924,5 4
4/11	16,2 4	0,06	90,43	91,16	2,01	0,00	6269924,5 4	6269924,5 4
4/12	19,4 3	0,05	90,45	91,16	0,03	0,00	6269924,5 4	6269924,5 4

$$T = 0,81 \text{ sec}$$

$$W = 6269924,54 \text{ KN}$$

Période fondamentale de la structure = 0,65 sec

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,65 \times 1,3 = 0,84 \text{ sec}$$

Parmi les 4 variantes précédentes on considère la 4^{ème} variante qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

V-5-Poids total de la structure :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} : W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$



W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

γ : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5** du **RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de **Tour** (bâtiment d'habitation) : $\gamma = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014**.

W total= $W_i=41667,90KN$

V-6-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

a. Calcul de la masse sismique dans chaque niveau

Méthode de calcul :

G = charge permanente (KN/m^2) Q = charge d'exploitation (KN/m^2)

Surface : S

Périmètre : Pér

Terrasse :

Plancher: $G \times S$

Acrotère : $S_{Acrotère} \times 2500 \times Pér$

Poutres principales :	$S_{pp} \times 2500 \times n \times L$
Poutres secondaires :	$S_{ps} \times 2500 \times n \times L$
½ poteaux :	$0,5 \times (S_{pot} \times 2500 \times H_{hauteur\ pot} \times n)$
½ murs de façade :	$0,5 \times (\chi_{mur} \times h_e \times L \times 0,7)$
½ murs voiles :	$0,5 \times H_{voile} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

Etage courant :

Plancher:	$G \times S$
Poutres principales :	$S_{pp} \times 2500 \times n \times L$
Poutres secondaires :	$S_{ps} \times 2500 \times n \times L$
Poteaux :	$S_{pot} \times 2500 \times H_{hauteur\ pot} \times n$
murs de façade :	$\chi_{mur} \times h_e \times L \times 0,7$
murs voiles :	$H_{voile} \times 2500 \times \text{pér} \times \text{épaisseur}$

V-6-1-Détermination des poids (Wt) de la structure :

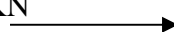
W : Poids total de la structure :

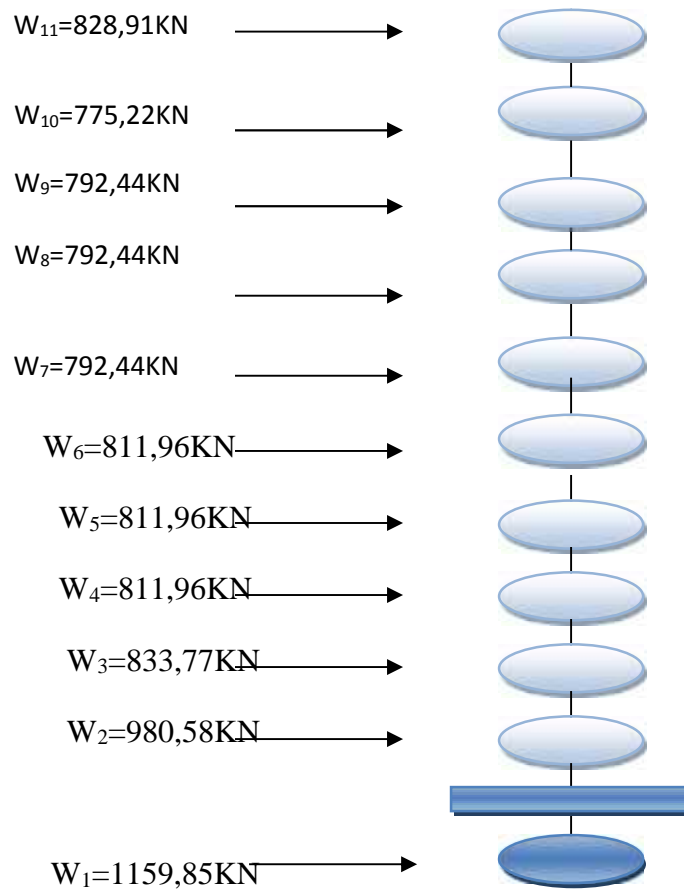
W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q \quad (4-5)$$

- W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_Q : Charges d'exploitation.

$$W_{12} = 70,47 \text{KN}$$





W total= WI=9461, 98KN

$$D = \begin{cases} 2,5y & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5y \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5y \cdot (T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$



$$\Rightarrow D_x = 2,5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0,9354) \left(\frac{0,50}{0,65} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,0988$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,15 \times 2,0988 \times 1,2}{5} \times 9461,98 = 714,9487 \text{ KN}$$

$$0 \leq T \leq T_{2,sec.}$$

$$\Rightarrow D_Y = 2,5 \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0,9354) \left(\frac{0,50}{0,70} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,8686$$

$$V_Y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,15 \times 1,8686 \times 1,2}{5} \times 9462,40 = 636,5318 \text{ KN}$$

Etage	W _i (KN)	h _i (m)	W _i ×h _i	V _{ix} (KN)	V _{iy} (KN)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
Terrasse	70,87	39,16	2775,2692	5,3547	4,76739	872,40	5930,42
09	828,91	36,10	29923,651	62,6297	55,7604	870,15	5858,46
08	775,22	33,04	25613,2688	58,5731	52,1487	853,60	5651,54
07	792,44	29,98	23757,3512	59,8742	53,3071	824,28	5383,39
06	792,44	26,92	21332,4848	59,8742	53,3071	780,96	5056,37
05	792,44	23,86	18907,6184	59,8742	53,3071	723,02	4664,75
04	811,96	20,80	16888,768	61,3491	54,6202	650,30	4202,91
03	811,96	17,74	14404,1704	61,3491	54,6202	562,53	3672,52
02	811,96	14,68	11919,5728	61,3491	54,6202	457,91	3056,87
01	833,77	11,62	9688,4074	62,9970	56,0874	335,65	2315,34
R.D.C	980,58	8,56	8393,7648	74,0895	65,9632	194,19	1382,02
S-SOL	1159,85	4,48	5196,128	87,6345	78,0226	20,89	102,98

	9462,40		
--	---------	--	--

V-6- Vérification des déplacements

A) -Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emble dues à **séisme**, l'effort normal de est

limité par la condition suivante : $\frac{Nu}{B \times Fc28} \leq 0,3$

➤ Caractéristiques géométriques des voiles

On a opté dans le pré dimensionnement pour une épaisseur des voiles

POUR RDC ET S-SOL

- $V_1 = 2,8$; e =24cm.
- $V_2 = 2,7$; e =24cm.
- $V_3 = 2,2$; e =24cm.
- $V_4 = 6,4$; e =24cm.
- $V_5 = 1,7$; e =24cm.
- $V_6 = 2,4$; e =24cm.

POUR AUTRES ETAGES

- $V_1 = 2,8$; e =20cm.
- $V_2 = 2,7$; e =20cm.
- $V_3 = 2,2$; e =20cm.
- $V_4 = 6,4$; e =20cm.
- $V_5 = 1,7$; e =20cm.
- $V_6 = 2,4$; e =20cm

➤ Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

a) Détermination des masses et centres de masse par étage :

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

niveaux	W_i (KN)	L_x [m]	L_y [m]	$ex1$ [m]	$ey1$ [m]
Terasse	70,87	22,75	19,40	1,14	0,97
Etage 9	828,91	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 8	775,22	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 7	792,44	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 6	792,44	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 5	792,44	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 4	811,96	25,15	21,40	1,26	1,07



Etage 3	811,96	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 2	811,96	25,15	21,40	1,26	1,07
Etage 1	833,77	25,15	21,40	1,26	1,07
RDC	980,58	25,15	21,10	1,26	1,06
S-SOL	1159,8 5	4,95	3,50	0,25	0,18

Tableau. V.5 : caractéristiques géométriques :

Eta ge	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteau x [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteau x [kN]	FY sur les voiles [
1	11,63 9,15 -2,24	872,40	5930,42	12458,63	62,58	809,83	604,01	5326,41
2	11,62 9,63 2,04	870,15	5858,46	12546,93	197,61	672,54	1096,0 1	4762,46
3	11,32 9,64 5,61	853,60	5651,54	11197,71	216,26	637,33	991,41	4660,12
4	11,32 9,66 8,67	824,28	5383,39	10677,51	202,90	621,38	953,21	4430,17
5	11,32 9,66 11,73	780,96	5056,37	10016,85	224,23	556,73	1039,0 1	4017,36
	11,32 9,66 14,79	723,02	4664,75	9218,55	240,03	482,99	1106,2 2	3558,53



6								
7	11,32 9,68 17,85	650,30	4202,91	8288,92	186,43	463,87	875,37	3327,55
8	11,32 9,68 20,91	562,53	3672,52	7220,28	189,54	372,99	903,15	2769,37
9	11,32 9,68 23,97	457,91	3056,87	5972,93	186,52	271,39	900,45	2156,41
10	11,32 9,70 27,03	335,65	2315,34	4463,56	123,12	212,54	609,82	1705,52
11	11,33 9,77 30,09	194,19	1382,02	2584,75	132,13	62,06	667,00	7
12	11,37 4,63 33,15	20,89	102,98	12,29	15,74	5,15	76,23	

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité dynamique suivent x

e_y : excentricité dynamique suivent y

V-6-1-Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (Voir tableau V-I ci-après).

D'où:

I_M : inertie massique ($t.m^2$)

M:masse sismique qui égale au rapport W/g

W, le poids de chaque niveau i.

g : l'accélération de pesanteur 9,81.

S : surface du plancher.

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X.

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$X_G = x_g + 0,05L_{max}$$

$$Y_G = y_g + 0,05L_{max}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 on a :

	Fx [KN]	Fy [KN]
Ex	4973,07	872,40
Ey	872,40	5930,42

Tableau .V.6 : l'effort tranchant à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_{dynamique}^x = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = \sqrt{4973,07^2 + 872,40^2} = 5049,01KN \\ F_2 = V_{dynamique}^y = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = \sqrt{872,40^2 + 5930,42^2} = 5994,24KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

Sens x-x :

$$80\% V_{statique} = 0,8 \times 408,757 = 327,0056KN$$

$$V_{dynamique}^x = 5049,01KN > 80\% V_{statique} \Rightarrow \text{Condition est vérifier.}$$

Sens y-y :

$$80\% V_{statique} = 0,8 \times 636,507 = 509,2056KN$$

$$V_{dynamique}^y = 5994,24KN > 80\% V_{statique} \Rightarrow \text{Condition est vérifier.}$$

Conclusion

L'étude sismique nous a permis d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception et un comportement parasismique optimal de notre structure et cela par une disposition adéquate des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment

VI-1-présentation générale:

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Dans le domaine du génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région ;
- Le site ;
- L'altitude ;
- Les dimensions de l'ouvrage.

La présente étude consisté a fournir les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties, le document technique réglementaire (DTR C2-47) intitulé "Règlement Neige et vent- (R.N.V.99)" fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions On déterminera la pression dynamique du vent et les coefficients de pression nette l'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression dynamique répartie sur la hauteur.

VI-2-Les caractéristiques de la construction :

- Située à zone I de vent
- Le site: site plat $C_t(z)=1$ (coefficient de rugosité)
- La pression dynamique de référence $q_{ref}(N/m^2)$ pour les constructions permanentes

La vitesse de référence du vent, V_{ref} est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02(ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ est calculée par: $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou ρ (en kg/m^3) est la masse volumique de l'air égale à $1,20 kg/m^3$.

$V_{réf} = 25 m/s$

Zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

Tableau VI-1 : Valeur de la pression dynamique de référence

VI-3-La catégorie de terrain :

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- Z_0 (en m); paramètre de rugosité,
- Z_{min} (en m); hauteur minimale,
- α ; coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d

Catégorie de terrain	K_T	Z_0(m)	Z_{min}(m)	
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

Tableau VI- 2 : Définition de la catégorie du terrain.

VI-4-Calcul de l'action du vent :

VI-4-1-principe de calcul:

- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction: Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:

VI-4-2-Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:

Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les

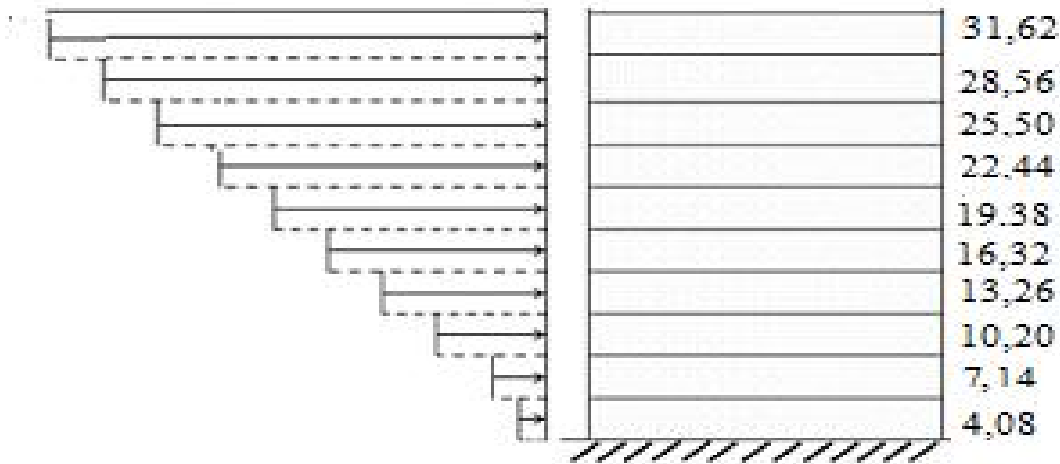
opérations suivantes:

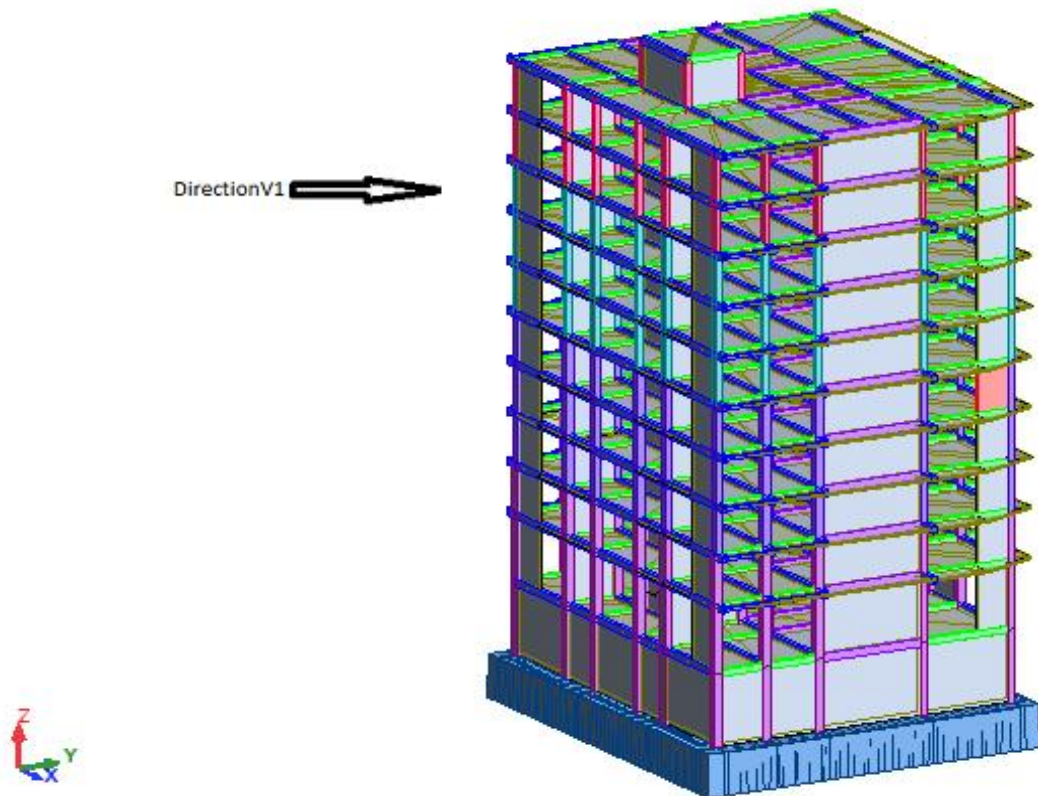
Détermination de coefficient dynamique C_d :

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la fig.3.1

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total =32,68m
- la longueur L =23,15m
- la largeur l =19,80 m





La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise l'abaque de la figure 3.1 de La RNV99 pour déterminer le coefficient

Sens x.x

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, pour $h = 34,68$ m, et $b = 23,15$ m. après interpolation : $C_{d1}=0,95$ 1,2

Sens y.y

Pour $h = 34,68$ m, et $d = 19,80$ m.

On utilise l'abaque de la figure 3.1 Après interpolation : $C_{d2}=0,94$ 1,2

Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} :



$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \text{ (N/m}^2\text{)}$ avec: $q_{réf} = 3,75K \text{ N/m}^2$

C_e : coefficient d'exposition au vent, il tient compte des effets de la rugosité du terrain, De la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

C_t : coeff. de rugosité $C_t=1$

C_r : coeff. de topographie

K_T : facteur de terrain $K_T=0,24$

(z) :(en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de topographie $C_{r(z)}$:

$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z/Z_0)$pour $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$

$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z_{min}/Z_0)$pour $Z < Z_{min}$

($Z_{min}=16 \text{ m}$, $Z_0=1\text{m}$)

Le tableau suivant résume les valeurs de la pression dynamique du vent

Z(m)	Z _{min} (m)	C _t (z)	C _r (z)	C _e (z)	q _{réf}	q _{dyn} (N/m ²)
4,08	16	1,00	0,665	1,558	375	584,25
7,14	16	1,00	0,665	1,558	375	584,25
10,20	16	1,00	0,665	1,558	375	584,25
13,26	16	1,00	0,665	1,558	375	584,25
16,32	16	1,00	0,667	1,565	375	586,87
19,38	16	1,00	0,709	1,693	375	634,87
22,44	16	1,00	0,744	1,803	375	676,12
25,50	16	1,00	0,775	1,902	375	713,25
28,56	16	1,00	0,803	1,993	375	747,37
31,62	16	1,00	0,827	2,073	375	777,37

Tableau VI-3 :tableau résume les valeurs de la pression dynamique

3) Coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi} :



- les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les constructions à base en forme rectangulaire comme dans notre cas est donné dans la figure suivante:
- Pour la pression intérieure C_{p_i} dans le cas des bâtiments pour les quels p_p ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrême peuvent être utilisées : $C_{p_i}=0,8$ et $C_{p_i}=-0,5$

Calcul de la pression du au vent:(q_j)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \cdot (C_{p_e} - C_{p_i}) \quad [N/m^2]$$

c- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{p_e}

Les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les constructions à base en forme (L) sont représentées par la figure suivante:

A	B	C	D	E	F	G	H
C_{p_e}	C_{p_e}	C_{p_e}	C_{p_e}	C_{p_e}	C_{p_e}	C_{p_e}	C_{p_e}
-0,6	-0.5	-0.3	-0.5	+0,8	-0.5	-0.6	-0.5

Tableau VI.4 : valeurs des coefficients de pression extérieurs

VI-3–Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (**R**) se décompose en deux forces:

- une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors $F_u=0$ est sera donc:

$$R = F_w = F_{w_i} = (q_j \cdot S_j) \quad [en N]$$

Avec : Σ désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : en (N/m²) la pression du vent.



S_j : en (m²) air de l'élément de surface j.

Donc on détermine la force horizontale (F_w) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A et D) à chaque niveau :

$$F_w = q_j \cdot S_j$$

Niv	face	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	cd	C_{pi}	q_j (KN/m ²)	L (m)	H (m)	S (m ²)	Fwi (KN)	Fwi
RDC	A	0,58	-0,60	0,94	-0,50	-0,05	10,00	4,08	39,10	-2,15	-2,15
	B		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	4,08	37,15	0,00	
	C		-0,30	0,94	-0,50	0,00	3,00	4,08	11,73	0,00	
	D		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	4,08	39,10	0,00	
	E		0,80	0,94	-0,50	0,00	17,50	4,08	68,43	0,00	
	F		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	4,08	39,10	0,00	
	G		-0,60	0,94	-0,50	0,00	10,50	4,08	41,06	0,00	
	H		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	4,08	37,15	0,00	
1 ^{er} étage	A	0,58	-0,60	0,94	-0,50	-0,05	10,00	3,06	30,60	-1,68	-1,68
	B		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
	C		-0,30	0,94	-0,50	0,00	3,00	3,06	9,18	0,00	
	D		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	E		0,80	0,94	-0,50	0,00	17,50	3,06	53,55	0,00	
	F		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	G		-0,60	0,94	-0,50	0,00	10,50	3,06	32,13	0,00	
	H		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
2 ^{ème} étage	A	0,58	-0,60	0,94	-0,50	-0,05	10,00	3,06	30,60	-1,68	-1,68
	B		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
	C		-0,30	0,94	-0,50	0,00	3,00	3,06	9,18	0,00	
	D		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	E		0,80	0,94	-0,50	0,00	17,50	3,06	53,55	0,00	
	F		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	G		-0,60	0,94	-0,50	0,00	10,50	3,06	32,13	0,00	
	H		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
3 ^{ème} étage	A	0,58	-0,60	0,94	-0,50	-0,05	10,00	3,06	30,60	-1,68	-1,68
	B		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
	C		-0,30	0,94	-0,50	0,00	3,00	3,06	9,18	0,00	
	D		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	E		0,80	0,94	-0,50	0,00	17,50	3,06	53,55	0,00	
	F		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	G		-0,60	0,94	-0,50	0,00	10,50	3,06	32,13	0,00	

	H		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
9 ^{ème} étage	A	0,78	-0,60	0,94	-0,50	-0,07	10,00	3,06	30,60	-2,24	-2,24
	B		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	
	C		-0,30	0,94	-0,50	0,00	3,00	3,06	9,18	0,00	
	D		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	E		0,80	0,94	-0,50	0,00	17,50	3,06	53,55	0,00	
	F		-0,50	0,94	-0,50	0,00	10,00	3,06	30,60	0,00	
	G		-0,60	0,94	-0,50	0,00	10,50	3,06	32,13	0,00	-19,09
	H		-0,50	0,94	-0,50	0,00	9,50	3,06	29,07	0,00	

Tableau VI-5 : Calcul des forces horizontales du vent Direction V_1 et V_2

La force horizontale globale suivant la direction V_1 du vent est: $F_w = -19,09$ KN

- par comparaisant entre les forces horizontales dues au séisme et celle du au vent, on remarque que les efforts sismiques sont très importants que les efforts du au vent ,
Donc on prend-en considération dans le calcul les efforts sismiques.

VI-4-Vérification de la stabilité

La force résultante '**R**' dans chaque direction est négligeable devant le poids de bâtiment donc il n'ya pas de risque de soulèvement ou de renversement.

VI-5- Conclusion

Aucun risque de soulèvement du bâtiment, car le poids du bâtiment étant plus grand que celui de la portance extrême. Par comparaison entre les forces horizontales dues au séisme et celle dues au vent, on remarque que le cas le plus défavorable à prendre en considération dans les calculs est le cas de l'action sismique, car elle est la plus importante.

VII -Ferrailage des portiques:

Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants **s'effectuera selon le règlement BAEL91**, en respectant les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99/ version 2003**).

Combinaisons des charges :

Les combinaisons d'actions dues aux charges horizontales et verticales sont :

1, 35G+1,5Q ————— BAEL91 (art B-8-2-11 page108)

G + Q +E ————— RPA99 V2003 (art 5-1 page 38)

0,8 G ±E ————— RPA99 V2003 (art 5-2 page 38)

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

VII -I-Les poutres :

a- Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre : $M_u=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_u

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $\left\{ \begin{array}{l} M_{acc}=0,8G \pm E. \\ M_{acc}=G+Q \pm E. \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{acc}
Selon RPA99

- Si $M_{acc}/M_u < 1,15$ on détermine les armatures sous M_u
- Si $M_{acc}/M_u > 1,15$ on détermine les armatures sous M_{acc} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour une situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 & \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\text{Pour une situation courante : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 & \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$$

b- Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\%$ (bxh)
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\%$ (bxh) (Zone courante)

$$A_{max2} = 6\% \text{ (bxh) (Zone de recouvrement)}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Moments max des Poutres principales 40*45

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Macc/Mu	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		M _U	M _{acc}			
Terrasse	Appuis	-178,99	-227,54	1,27	-227,54	167,04
	Travées	103,44	139,10	1,34	139,10	
01 ^{er} au 09 ^{em}	Appuis	-260,27	-254,99	0,98	-260,27	202,85
	Travées	155,28	182,59	1,17	182,59	
RDC	Appuis	-116,23	-116,34	1,001	-116,23	136,21
	Travées	79,92	180,24	2,25	180,24	

Tableau : VII.2. Moments max des Poutres principales 40*50

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Macc/Mu	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		M _u	M _{acc}			
Terrasse	Appuis	-288,72	-286,97	0,99	-288,72	161,88
	Travées	223,40	195,06	0,87	223,40	

01 ^{er} au 09 ^{em}	Appuis	-255,35	-271,62	1,06	-255,35	145,63
	Travées	235,44	149,15	0,63	235,44	
RDC	Appuis	-202,08	-154,01	0,76	-202,08	123,49
	Travées	179,51	99,86	0,56	179,51	

Tableau VII.3. Moments max des poutres secondaires 40*40

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport Mu/Macc	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		Mu	Macc			
Terrasse	Appuis	-136,41	-191,34	1,40	-191,34	105,66
	Travées	88,19	195,06	2,21	195,06	
01 ^{er} au 09 ^{em}	Appuis	-164,25	-239,91	1,46	-239,91	108,14
	Travées	131,08	209,91	1,60	209,91	
RDC	Appuis	-288,72	-286,97	0,99	-288,72	161,88
	Travées	235,44	155,55	0,66	235,44	

C- Poutres principales (40x45) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 40 \times 45 / 100 = 9 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 40 \times 45 / 100 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 40 \times 45 / 100 = 108 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

➤ **En travée :**

❖ Etat limite ultime

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_u = 103,44 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{acc} = 139,10 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{acc}}{Mt_u}$$

$$Mt_u = 1,349 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $ht = 45 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 40,5 \text{ cm}$

- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc}=18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s=400\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{139,10 \cdot 10^3}{40 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,114 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,939$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{139,10 \cdot 10^3}{0,939 \cdot 40,5 \cdot 400} = 9,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 178,99 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 227,54 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}}$$

$$Ma_{sp1} = 1,27 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{227,54 \cdot 10^3}{40 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,187 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,895$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{227,54 \cdot 10^3}{0,895 \cdot 40,5 \cdot 400} = 15,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D- Poutres principales (40x50) cm² :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 40 \times 50 / 100 = 10 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 40 \times 50 / 100 = 90 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 40 \times 50 / 100 = 120 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

➤ **En travée :**

❖ **Etat limite ultime**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_u = 223,40 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{acc} = 195,06 \text{ KN.m}$$

Mtacc

$$M_{t_u} = 0,87 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 40\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 50\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 45\text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17\text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{139,10 \cdot 10^3}{40 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,114 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,939$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{139,10 \cdot 10^3}{0,939 \cdot 40 \cdot 5 \cdot 400} = 9,14\text{cm}^2 / \text{ml}$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{a_{sp1}} = -288,72\text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{a_{sp2}} = -286,97\text{KN.m}$$

M_{a_{sp2}}

$$M_{a_{sp1}} = 0,99 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{227,54 \cdot 10^3}{40 \cdot (40,5)^2 \cdot 18,48} = 0,187 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,895$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{227,54 \cdot 10^3}{0,895 \cdot 40 \cdot 5 \cdot 400} = 15,69\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

e-poutres secondaires (40x40) cm² :

Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 0,5 \times 40 \times 40 / 100 = \mathbf{8\text{cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max1} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 4 \times 40 \times 40 / 100 = \mathbf{64\text{cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max2} = 6\% \cdot b \cdot h_t = 6 \times 40 \times 40 / 100 = \mathbf{96\text{cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

❖ **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 88,19 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 195,06 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp2}}{Mt_{sp1}}$$

$$= 2,21 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 40\text{cm}$.
- Hauteur de la section $ht = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9xh_t = 36\text{cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{195,06 \cdot 10^3}{40 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,203 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,946$$

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

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{195,06 \cdot 10^3}{0,946 \cdot 36 \cdot 400} = 14,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = -136,41 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = -191,34 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}}$$

$$= 1,4 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{191,34 \cdot 10^3}{40 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,199 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,887$$

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

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{191,34 \cdot 10^3}{0,887 \cdot 36 \cdot 400} = 14,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau : VII.5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales 40*45

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	-227,54	15,69	8	6T14+3T16	16,68
	Travées	139,10	9,14		6T14	9,24
01 ^{er} et au 09 ^{eme}	Appuis	-260,27	21,04	8	6T16+3T20	21,48
	Travées	182,59	12,28		4T20	12,57
RDC	Appuis	-116,23	8,84	8	3T14+3T16	10,65
	Travées	180,24	12,10		4T20	12,57

Tableau : VII. 6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales 40*50

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As (calculé)	As (min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	-288,72	21,49	8	6T20+2T16	22,60
	Travées	223,40	16,01		6T20+4T16	17,46
01 ^{er} et au 09 ^{eme}	Appuis	-255,35	18,68	8	3T20+6T16	21,48
	Travées	235,44	17,01		3T20+4T16	17,46
RDC	Appuis	-202,08	14,29	8	3T20+3T16	15,45
	Travées	179,51	12,53		4T20	12,57

Tableau : VII.7. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	-191,34	14,98	8	3T20+3T16	15,45
	Travées	195,06	14,32		3T20+3T16	15,45
01 ^{er} et au 09 ^{eme}	Appuis	-239,91	19,52	8	3T20+6T16	21,48
	Travées	209,91	16,66		3T20+4T16	17,46
RDC	Appuis	-288,72	24,60	8	6T20+3T16	24,61
	Travées	235,44	19,10		3T20+6T16	21,48

f-Vérifications:

f-1-Poutres principales (40x45) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bx dxft_{28}/f_e = 0,23 \times 40 \times 40,5 \times 2,1 / 400 = 1,956 \text{ cm}^2.$$



$A_{adoptée} > A_{min}$condition vérifiée.

[Contrainte tangente : $\tau_u = T/(bxd) = 167,04 \times 10^3 / (400 \times 405) = 1,03 \text{ Mpa}$
 [Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$.
 $\tau_u = 1,03 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(45/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min(12,85 ; 40 ; 16)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement:

[$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$
 [$St \leq \min(40,5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 40 \text{ cm}$

Zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$

$$St \leq \min(11,25 ; 19,2 ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

Zone courante: $St \leq h/2$

$$St \leq 22,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$

$$\left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,03 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 40}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,087 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

(*) \Rightarrow

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$



$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,515; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,515 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,44 \times b}{fe} = \frac{0,44 \times 40}{235} = 0,075 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,11 \text{ cm}$, on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 2,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 167,04 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 227,54 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 227,54 / 0,9 \times 45 \times 10^{-2} = 561,827 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = Fb/S \quad \begin{cases} Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{cases}$$

d'ou: $\bar{\sigma}_b = 2T/ab$

a : Longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 167,04 \times 1,5 / (0,8 \times 40 \times 25 \times 10) = 0,063 \text{ m} = 6,3 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$a = \min (a'; 0,9d) = 35 \text{ cm}$$

$$a = 35 \text{ cm} > 6,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \tau_{u_{\text{ser}}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

ψs : coefficient de scellement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T=167,04$ KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n=6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024$ cm

$\tau_{u,ser} = 167,04 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 5,024 \times 6 \times 10^2 = 1,689$ Mpa

$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$ Mpa

$\tau_{u,ser} = 1,689 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84$ Map

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$l_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,84) = 56,44$ cm

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7$ cm

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r)$; Profondeur utile $d = 3$ cm.

$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$

$\phi_L = 1,2$ cm ; $L_2 = 12,7$ cm ; $L_1 = 26,66$ cm

$\phi_L = 1,4$ cm ; $L_2 = 11,7$ cm ; $L_1 = 26,13$ cm

$\phi_L = 1,6$ cm ; $L_2 = 10,7$ cm ; $L_1 = 25,59$ cm

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$\Phi = 1,2$ cm $\rightarrow l = 48$ cm

$\Phi = 1,4$ cm $\rightarrow l = 56$ cm

$\Phi = 1,6$ cm $\rightarrow l = 64$ cm

Vérification des contraintes (ELS) :

$M_{ser} = 117,17$ KN.m

$A_s = 9,86$ cm²



Position de l'axe neutre :

$$by^2/2-n.A (d-y)=0$$

$$\Rightarrow 20y^2+147,917y-5325,016=0 \Rightarrow y= 12,62 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2= 107639,978\text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{117,17 \times 10^3}{107639,978} \times 12,62 = 13,737 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 13,737 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 117,17 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 11,19 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 9,86 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,09 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,0361 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,007 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

f-2-Poutres secondaires (40x40) cm² :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23x40x36x2,1/400 = 1,74 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left[\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 50,13x10^3/(400x360) = 0,61 \text{ Mpa} \right.$$

$$\left[\text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \right.$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi 1)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 40 ; 14)$$

On adopte : $\Phi t = 8 \text{ mm}$

Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (32,4 ; 40\text{cm}) \Rightarrow St=20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale : $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi l ; 30\text{cm})$
 $St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$
 $\Rightarrow St= 5\text{cm}$

Zone courante : $St \leq h/2$
 $St \leq 20\text{cm}$
 $St= 15 \text{ cm}$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$

$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$

$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$

$$\left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,61 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,032 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$(*) \Rightarrow$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,305; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{fe} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où $At \geq 0,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 50,13 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 55,85 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 55,85 / 0,9 \times 30 \times 10^{-2} = 206,85 \text{ KN} > 15,32 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = Fb/S \quad \left[\begin{array}{l} Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right]$$

d'où: $\bar{\sigma}_b = 2T/ab$

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 50,13 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 24,3 \text{ cm}$$

$$a = 24,3 \text{ cm} > 4,8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = \psi s \cdot f_{t28}$$

ψs : coefficient de scellement $\psi s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 50,13 \text{ KN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 50,13 \times 10^3 / 0,9 \times 30 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 0,70 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 0,70 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 8,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,95 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 9,3 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 12,42 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 18,96 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 67,8y - 1830,6 = 0 \Rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n \cdot A (d - y)^2 = 22008,61 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{18,96 \times 10^3}{22008,61} \times 9,02 = 7,77 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 7,77 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 18,96 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 10,01 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS}) \quad A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 0,08 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,03 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$A_s/b.d < 4,2/f_c \Rightarrow 0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivantes

VII- 2- Les poteaux :

a- Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les Combinaisons suivantes :

-

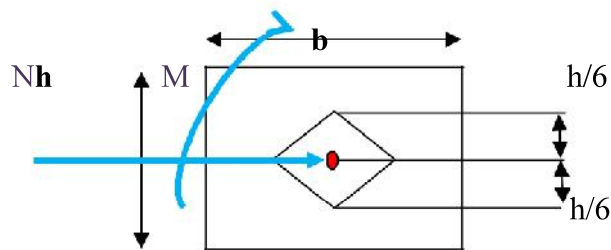


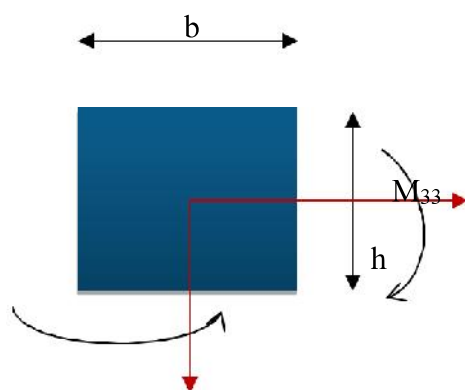
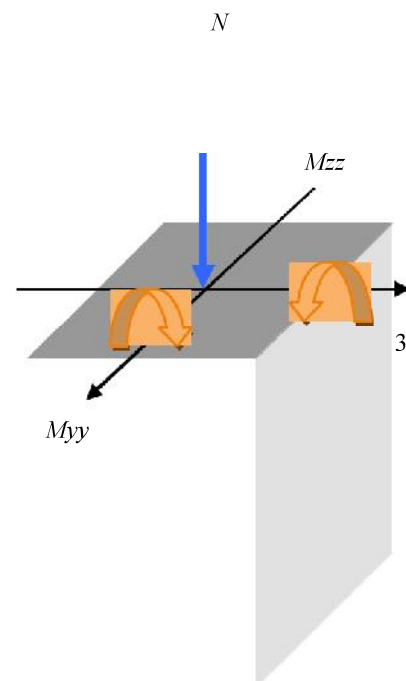
Fig.VI.2.1. Schéma du noyau central.

Donc ; trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

1^{ier} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}} ; M_{Y_{corr}})$

2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr} ; M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$

3^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}} ; M_{Y_{corr}})$



M₂₂

Fig.VI.2.2. Sollicitations sur les poteaux.

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\begin{array}{l} \text{Pour situation accidentelle :} \\ \left| \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pour situation courante} \\ \left| \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{array} \right. \end{array}$$

b-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

poteaux	$A_{\min}=0,8 \% \times S$	$A_{\max1}=4\% \times S$	$A_{\max2}=6\% \times S$
(50x50) cm ²	20,00	100,00	150,00
(45x45) cm ²	16,20	81,00	121,50
(40x40) cm ²	12,80	64,00	96,00
(35x35) cm ²	9,80	49,00	73,50

c- Exemple de calcul :

Poteaux (50x50) cm²:

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

➤ (a)- $N_{\min} = -1840,9 \text{ KN}$ $M_{\text{corresp}} = 291,91 \text{ KN.m}$



Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,16 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 251,93 \cdot (0,45 - 0,50/2 + 0,16) = 90,33 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 251,93 \text{ KN} \leq 2869,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 90,33 \text{ KN.m} \leq 11026,155 \text{ KN.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$).

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 455,05 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 91,38 \text{ KN.m} < 189,75 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

➤ (c) $M_{\max} = 12,23 \text{ KN.m}$ $N_{\text{corresp}} = 251,93 \text{ KN}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 12,23 / 251,93 = 0,04854 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 251,93 (0,45 - 0,50/2 + 0,04854) = 62,61 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 251,93 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 62,61 \text{ KN.m} < 253,40 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$)

combinaison de 2^{ème} genre :

➤ (a)- $N_{\max} = 4919,04$ $M_{\text{corresp}} = 10,38 \text{ KN.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,002 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 4919,04 (0,45 - 0,50/2 + 0,002) = 994,188 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 4919,04 \text{ KN} < 5742,2 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

⇒

$$M_u \leq N_u \cdot d \quad (1 - 0,514 N_u / b d f_{bc}) \quad M_u = 994,188 \text{ KN.m} < 684,16 \text{ KN.m} \quad \text{..condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas

Nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$)

Donc la section n'est pas surabondante, il faut vérifier si la section est partiellement ou entièrement comprimée.

$$(d-c)N_u - M_u \leq (0,337 h - 0,81 C) f_{bc} \cdot b \cdot h^2$$

$$(d-c)N_u - M_u = (0,45 - 0,04) \cdot 51,01 - 25,30 = 4,38 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81 c) f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = (0,337 \cdot 0,45 - 0,81 \cdot 0,04) \cdot 18,48 \cdot 10^2 \cdot 0,50 \cdot 0,50^2 = 27,54 \text{ KN.m}$$

$$(d-c)N_u - M_u = \mathbf{4,38 \text{ KN.m}} \leq (0,337 h - 0,81 C) f_{bc} \cdot b \cdot h^2 = \mathbf{27,54 \text{ KN.m}} \quad \text{.....condition vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage:

Le calcul de la section d'armature se fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 12,23 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,23 \cdot 10^3}{0,996 \cdot 45 \cdot 348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_6 = A'_6 = 0$

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

Pour une section de béton (50x50) cm²

$$A_{\min(R.P.A)} = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(R.P.A)}) = \max (0,00; 0,00 ; 0,80 ; 20,00) = \mathbf{20,00\text{cm}^2}$$

On adopte **4T20 + 4T16 = 20,61 cm²/ml**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (50x50) cm²

$$T_{\max} = 21,60 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot x_d) = 21,60 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,096 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,096 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

-V_u : Effort tranchant de calcul

-h₁ : hauteur totale de la section brute

-f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

-S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_r = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,91 / 0,5 = 5,48$$

$$\lambda_g = 5,48 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

Donc :
$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 2,5 \times 21,60 \times 10}{50 \cdot 235} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,48 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

Alors :

Zone nodale :	$A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,50 \text{ cm}^2$
Zone courante :	$A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2,25 \text{ cm}^2$

On adopte aux poteaux de sous-sol : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

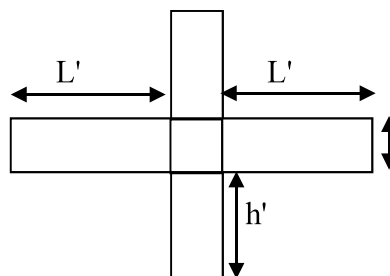
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_v ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

Zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 15} = 2,14 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 10} = 3,22 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.



Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\left[\begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(408/6; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

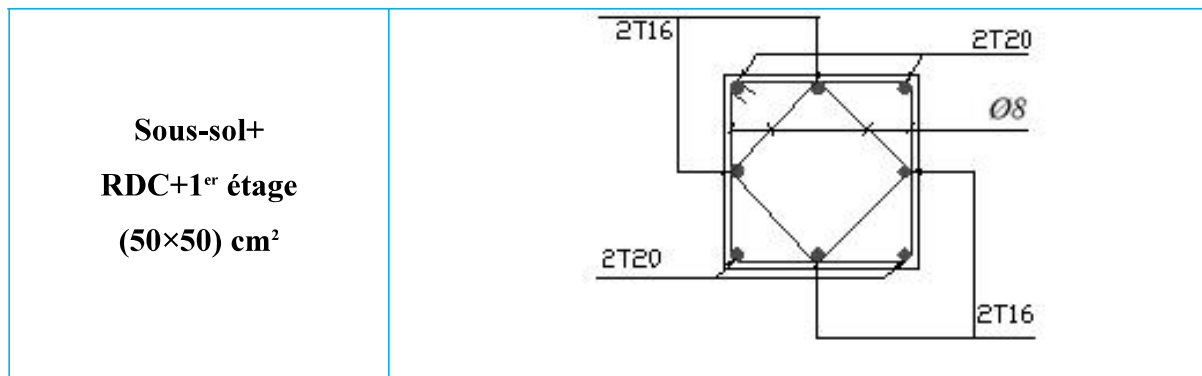
Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.

Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VII.14 : Ferrailages des poteaux

Niveaux	Ferrailage
<p>08^{eme} étage au 09^{eme} étage (35×35) cm²</p>	
<p>05^{eme} étage au 07^{eme} étage (40×40) cm²</p>	
<p>02^{eme} étage au 04^{eme} étage (45×45) cm²</p>	



VI.3 Etude des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

VI.3.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales

Il sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VI3.3 ferrailage des voiles

- Exemple de calcul

Voile intermédiaire

$$A=(0,24.5,65)+0,5^2$$

$$A = 1,61 \text{ m}^2$$

$$I = 3,61 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5+5,65/2=3,325 \text{ m}$$

$$N = 609,616 \text{ t}$$

$$M = 25,046 \text{ t.m}$$

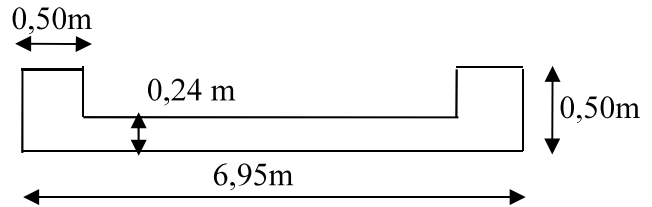


Figure VI.7 Dimensions de voile

1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 194,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 181,49 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

2. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 24 \times 100 = 3,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

On adopte : D= 12 mm

4. L'espacement

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :}$$

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5 T 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

5. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 T 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

6. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

b. Disposition des armatures

1. Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

$$L=370 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$$

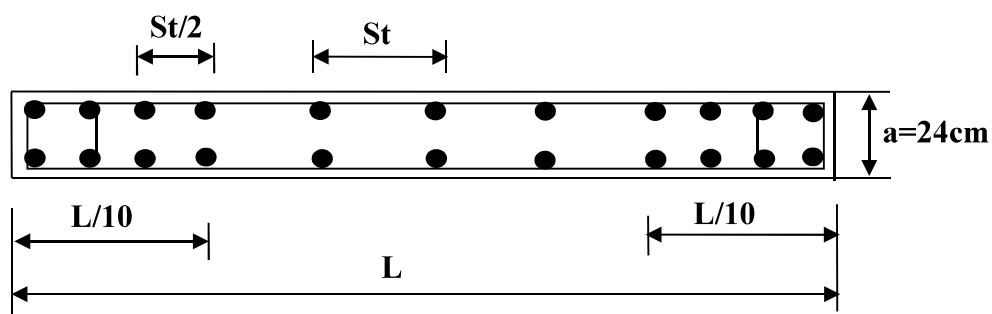


Figure VI.8 Disposition des armatures verticales dans les voiles

2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

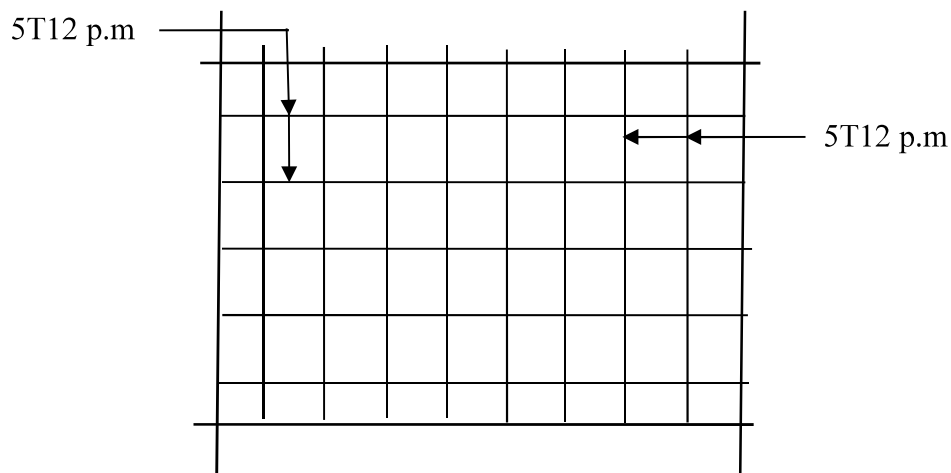
Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



FigureVI.9 disposition du ferrailage du voile

IX-1-Calcul du voile périphérique :

IX-1-1- Introduction :

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage ; mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terre-plein et le cas d'un étage sous-sol.

Le 1^{er} cas le voile est stable sous l'action de poussée de terre extérieure et butée de remblais compacte sous dallage.

Le 2^{ème} cas c'est le cas d'un mur de soutènement parce que la poussée de terre est exercée d'une seule cotée, c'est le cas de notre projet

On peut le considérer le voile périphérique comme un panneau de dalle encastré aux poteaux de sous-sol soumis à une pression trapézoïdale

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.

-Les armatures sont constituées de deux nappes.

-Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : Surcharge d'exploitation $Q = 5,00$ KN/m².

- γ : Poids volumique de la terre $= 17$ KN/m³.

- ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$.

- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\phi}{4} - \frac{\delta}{2}\right)$.

$K_a' = K_a / \cos(\delta)$ avec $\delta = 0^\circ$

$K_a' = K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$$K_a' = K_a = 0,271.$$

IX-1-2- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm. On adopte : $e_p = 24\text{cm}$.

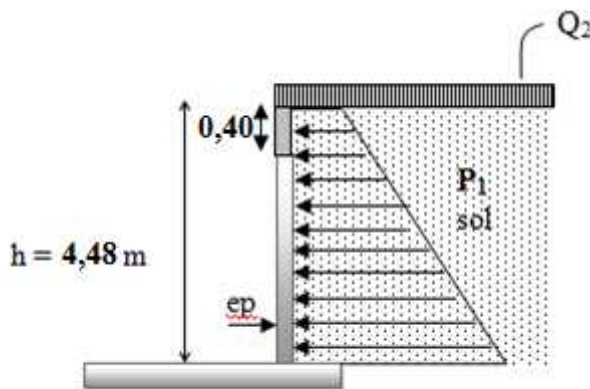


Figure IX.1.Schéma de voile périphérique.

IX-1-3-Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,71 \cdot 1,7 \cdot 4,08 = 9,398 \text{KNm}^2$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K_a' \cdot q = 2,71 \cdot 5,0 = 1,355 \text{ t/m}^2.$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K_a' \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q_u = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 9,398 + 1,5 \times 13,55 = 14,7198 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_u = 14,7198 \text{ KN/m}^2. \quad (\text{Pour une bande de 1 m largeur})$$

IX-1-4-Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 4,48 - 0,40 = 4,08 \text{ m.}$$

$$L_y = 3,5 - 0,50 = 3,00 \text{ m}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{3,00} = 1,36 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} = 0,90 \\ = 0(\text{E.L.U}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0456 \cdot 1,04 \cdot (4,08)^2 = 11,173 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,7834 \cdot 11,173 = 8,753 \text{ KN.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 9,497 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 7,440 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 9,497 \text{ KN.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 24 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 21,6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2} = \frac{9,497 \cdot 10^3}{100(21,6)^2 \cdot 14,17} = 0,0144 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\sim = 0,0144 \rightarrow s = 0,993.$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{s \cdot d} = \frac{9,497 \cdot 10^3}{0,993 \times 21,6 \times 348} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens-y :

$$M_{ty} = 7,440 \text{ KN.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7,440 \cdot 10^3}{100(21,6)^2 \cdot 14,17} = 0,011 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\tilde{\mu} = 0,011 \rightarrow s = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{s \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,440 \cdot 10^3}{0,994 \times 21,6 \times 348} = 0,996 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 24 = 2,40 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \cdot 0,24 = 1,92 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}} , A_{\min \text{ R.P.A2003}} , A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 1,27; 2,40 ; 1,92 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **24cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$A_{x \min} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \mu}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,90}{2} \right) = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,996; 2,40 ; 1,05 \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **24cm**.

-Les vérifications :

a-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{r}{2}} = 14,72 \cdot \frac{4,08}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,90}{2}} = 21,115 \text{KN}.$$

$$\sigma_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{21,115 \cdot 10^3}{100 \cdot 21,6 \cdot 10^{-2}} = 0,098 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \beta_b = 0,07 \cdot 25 / 1,5 = 1,17 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{u \text{ lim}_1} = 1,17 > \sigma_u = 0,098 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 9,398 + 1,355 = 10,753 \text{KN/ml}.$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 2,00 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 1,57 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{tx}} = 2,00 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 1,57 \text{KN.m}$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 2,00 \text{KN.m}$$

$$A_s = 0,27 \text{cm}^2$$

$$= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{0,27 \cdot 100}{100 \cdot 21,7} = 0,21$$

$$\text{abaque} \rightarrow K = ; = 0,998$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\cdot d \cdot A_s} = \frac{2,00 \cdot 10^3}{0,998 \cdot 21,6 \cdot 0,27} = 92,70 \text{MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6.2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 92,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{92,70}{52,57} = 1,76 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

$$M_{ser} = 2,00 \text{ t.m}$$

$$A_s = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$= \frac{A_s}{b.d} = \frac{0,27.100}{100.21,6} = 0,013$$

d'ou $k = 51,67$; $\rho = 0,998$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{.d.A_s} = \frac{2,00.10^3}{0,998.21,6.0,27} = 34,362 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 34,362 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34,362 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{34,362}{51,67} = 0,66 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10=3,93 cm²/ml** chacune et avec un Espacement **S_t=20cm**.

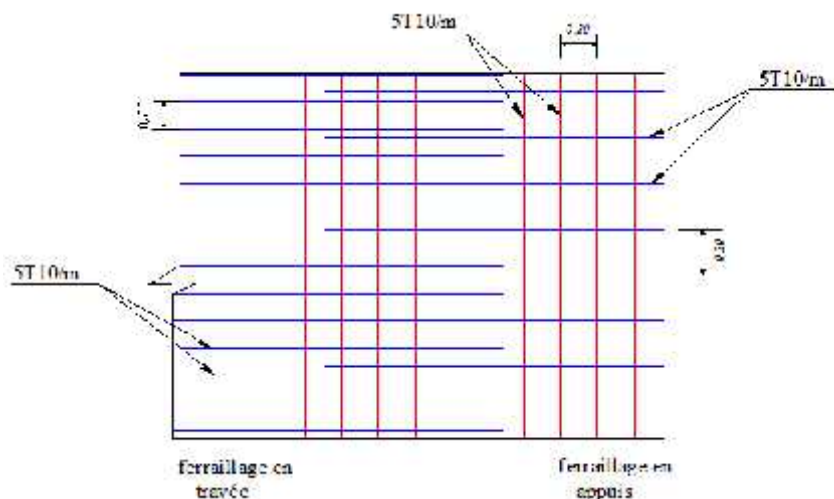


Figure IX.2. Schéma de ferrailage voile périphérique

IX-2-Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente total

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{10} G_i = 9461,98 \text{KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{10} Q_i = 732,4 \text{KN}$$

IX-2-1-Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_{\text{st}} = 13872,27 \text{ KN} \Rightarrow S = 554,89 \text{ m}^2 \\ N_{\text{sup}} = 9534,38 \text{ KN} \Rightarrow S = 381,37 \text{ m}^2 \end{cases}$$

IX-2-2-Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 458,37 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 89\% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

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

IX-2-3-Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.



Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

IX-2-4-Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 5.40 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 21.6 \text{ cm} \leq d \leq 27 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **V_u** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$v_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m \cdot (Nu / s) \cdot L}{2} = \frac{1 \cdot (13872,27 / 554,89) \cdot 5,40}{2} = 67.50 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{67.50 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.45 \text{ m} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a $d \geq 0.45\text{m}$

Donc : $h = d+c = 45+5=50\text{cm}$

Soit : $d=45 \text{ cm}$, $h= 50 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 50 cm, $h_t = 50 \text{ cm}$

c) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 458,37 \text{ m}^2$

d) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 5.40 \text{ m}$

e) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] = 2,5 [(0,50 \times 350) + (0,8 \times 0,35 \times 23,15)]$$

$$= 453,705 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 453,705 + 9534,38 = 9988,085 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 21,8 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} < 25 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} ; \text{Condition vérifiée}$$

f) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$

I : inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = 0,0149 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0149}{500 \times 0,35}} = 5.75 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.4 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9.04 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

g) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{9988,085}{458,37} = 21,8 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.5 = 1.25 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 21,8 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 15.31 \text{ kn/m}^2$$

IX-2-5-Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

a)Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

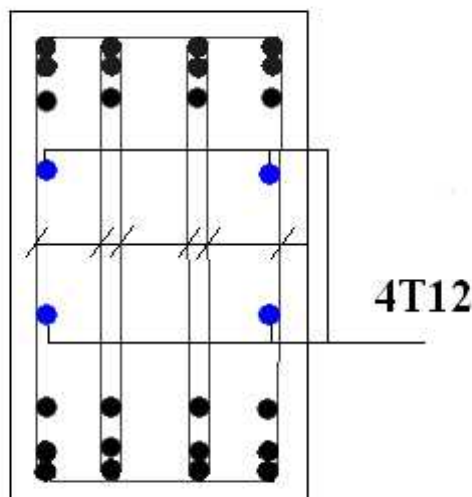
Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

b) Calcul du ferraillage :

b-1) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$



Conclusion générale

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre

Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé
- Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ROBOT 2014 , AUTO CAD, EXCEL ...etc

, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

Règlement :



Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003



Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91.



Charges permanentes et charges d'exploitation.



Les règles CBA93

Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).



Livres :

Calcul des ouvrages en béton armé. BELAZOUGUI



Mémoires de PFD du master 2 génie civil.

(MEMOIRE ZAKI ZARGA)



Logiciels :



Logiciel Robot structural d'analysis professional 2014



Auto cad 2015



Word 2007

Excel 2007