

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABAUNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+10

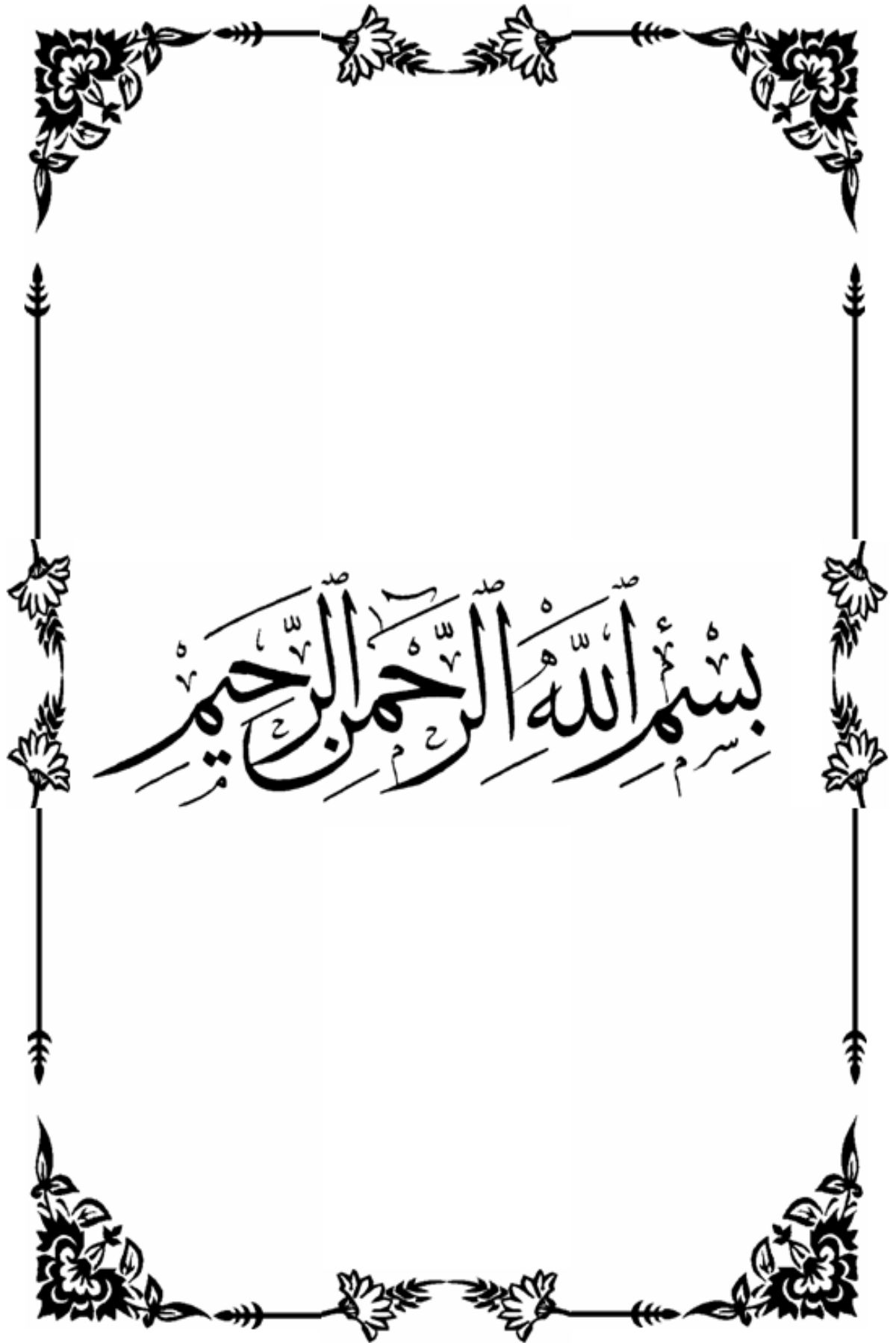
Présenté par : *CHAREF Roummaïssa – CISSOKO Mamady*

Encadrant : *HAMMOUDA A/AZIZM.C.A. Université Badji Mokhtar - ANNABA*

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
MERZOUZ MOULOUD	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SELOUGHA Mokhtar	MA A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Avant tout, louange à "Allah", notre créateur et mètre de l'univers, de toutes ces boutés, s'avoir envoyer à nous tous le prophète "Mohamed" (I) qui doit être notre premier éducateur, puis de nous avoir donné tout de courage pour terminer ce travail de recherche.

Un très grand merci à:

- ❁ Notre promoteur **Dr HAMOUDA ABD AZIZ** pour nous avoir encadré et orienté tout au long de cette travaille.
- ❁ nos parents qui nous ont suivis pendant nos études
- ❁ Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.
- ❁ Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.
- ❁ Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail,

- ❁ Et bien sûr, merci à tous les travailleurs de L'Universitaire Mohamed Cherif Messaidiaet à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.
- ❁ En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président avec qui nous allons soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

- ❁ Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion 2020-2021 de génie civil de l'université Badji Mokhtar, tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.



Roumaïssa SS Mamad Y

Roumaïssa SS Mamad Y

Sommaire

	Pages
SOMMAIRE	
LISTE DES SYMBOLES	
INTRODUCTION GENERAL	
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristique des	
Matériaux de l'ouvrage	01
I.1. Présentation de l'ouvrage étudié	02
Caractéristiques dimensionnelles.....	02
Ossature et Système constructif adopté.....	02
Règle et hypothèse de calcul.....	03
Caractéristique des matériaux	04
Béton.....	04
Caractéristiques et avantages	04
Composition	04
Ciment.....	04
Caractéristiques mécanique	07
Contrainte ultime de cisaillement	09
Module de déformation longitudinale du béton.....	10
Caractéristiques physique	10
Caractéristiques géométriques.	11
Caractéristiques mécaniques.....	12
Contrainte limite de traction des armatures.....	13
Chapitre II : Pré-dimensionnement	
II.1. Introduction	19

II.2. Pré dimensionnement des voiles	19
II.3. Pré dimensionnement des poutres	21
II.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.5. Pré dimensionnement des planchers	26
II.6. Conclusion.....	29
Chapitre III : Descente des charges	
III.1. Introduction.....	34
III.2. Evaluation des charges des éléments	35
III.3. Descente des charges des éléments	42
III.4. Conclusion	
Chapitre IV: Etude des éléments secondaires	
IV.1. Introduction	76
IV.2. Etude de l'escalier	76
IV.3. Etude du balcon	76
IV.4. Etude d'ascenseur	82
III.5. Etude d'acrotère	89
III.6. Etude de plancher.....	107
Chapitre V : ETUDE SISMIQUE	
VII.1 Introduction	127
VII.1.1. Théorie sur le séisme	127
VII.1.2. La sismicité en Algérie	127
VII.1.3. Objectifs de l'étude dynamique	128
VII.2. Critère de classification	128
VII.3. Choix de la méthode de calcul	129
VII.3.1. Méthode statique équivalente	129
VII.3.2. Les Méthodes Dynamiques	129

VII.4. Modélisation	131
VII.4.1. présentation de SAP 2000.....	131
VII.4.2. Analyse modale	134
VII.4.3. Nombre de modes à considérer	134
VII.5. Conclusion	146
Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT	147
Introduction	148
Ferraillage des poutres.....	148
Longueur de recouvrement	151
Ferraillage des poutres secondaires.....	156
Ferraillage des poteaux.....	160
Voile en béton armé.....	168
Voile plein.....	169
Chapitre VII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	180
Introduction.....	181
Choix du type de fondation	181
Semelles filantes	181
Condition forfaitaire.....	183
Surface minimal du radier.....	184
Vérification de la stabilité (ou la contrainte du sol)	185
Calcul du ferraillage	188
Ferraillage de la dalle.....	189
Ferraillage de la nervur	192
Calcul ferraillage.....	194
Etude de balcon.....	197
Etude D'ascenseur.....	199

Les escaliers.....	203
Les voiles.....	219
Conclusion	221
Références Bibliographiques.....	223

NOTATIONS

G Action permanente

Q Action d'exploitation

E Action accidentelle

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte admissible du béton

$\bar{\sigma}_{st}$ Contrainte admissible d'acier

τ_u' Contrainte ultime de cisaillement

σ_{bc} Contrainte du béton

σ_{st} Contrainte d'acier

τ_u Contrainte de cisaillement

f_{bc} Contrainte de calcul

f_{cj} Résistance à la compression

f_{tj} Résistance à la traction

f_{c28} Résistance caractéristique a 28 jours

A_{st} Section d'armature

A_r Armature de répartition

γ_b Coefficient de sécurité béton

γ_s Coefficient de sécurité d'acier

η Facteur de correction d'amortissement

$I_x; I_y$ Moment d'inertie

$i_x; i_y$ Rayon de giration

μ_u Moment ultime réduit

α Position relative de la fibre neutre

Z Bras de levier

d Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p Facteur de force horizontal

B_r Section réduite

M Moment fléchissant

T Effort tranchant

N Effort normal

A Coefficient d'accélération de zone

D Facteur d'amplification dynamique

R Coefficient de comportement global de la structure

Q Facteur de qualité

W Poids total de la structure

V Force sismique total

W_i Poids sismique au niveau « i »

C_t Coefficient de période

β Coefficient de pondération

HA armature à haute adhérence

E_{bi} module de déformation instantané

E_{bj} module de déformation différée

M moment en travée

M_{tor} moment de torsion

M_{tab} moment de la table de compression

M_u moment à l'état ultime

M_w moment sur les appuis gauches

S l'espacement des barres

S_r surface du radier

Annexes



Annexe 1 :

Figure 1-Façade principale

Figure 2-Façade secondaire



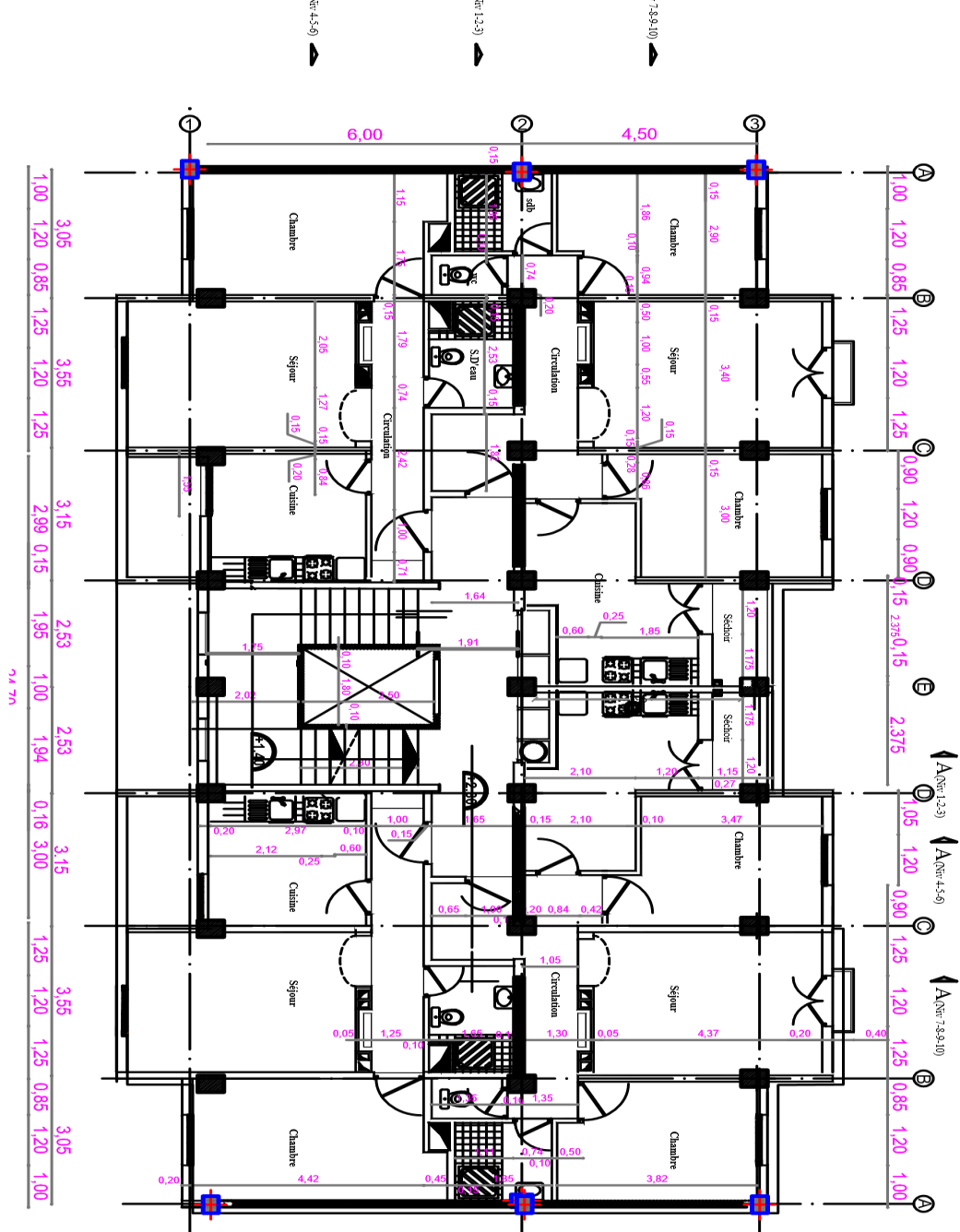
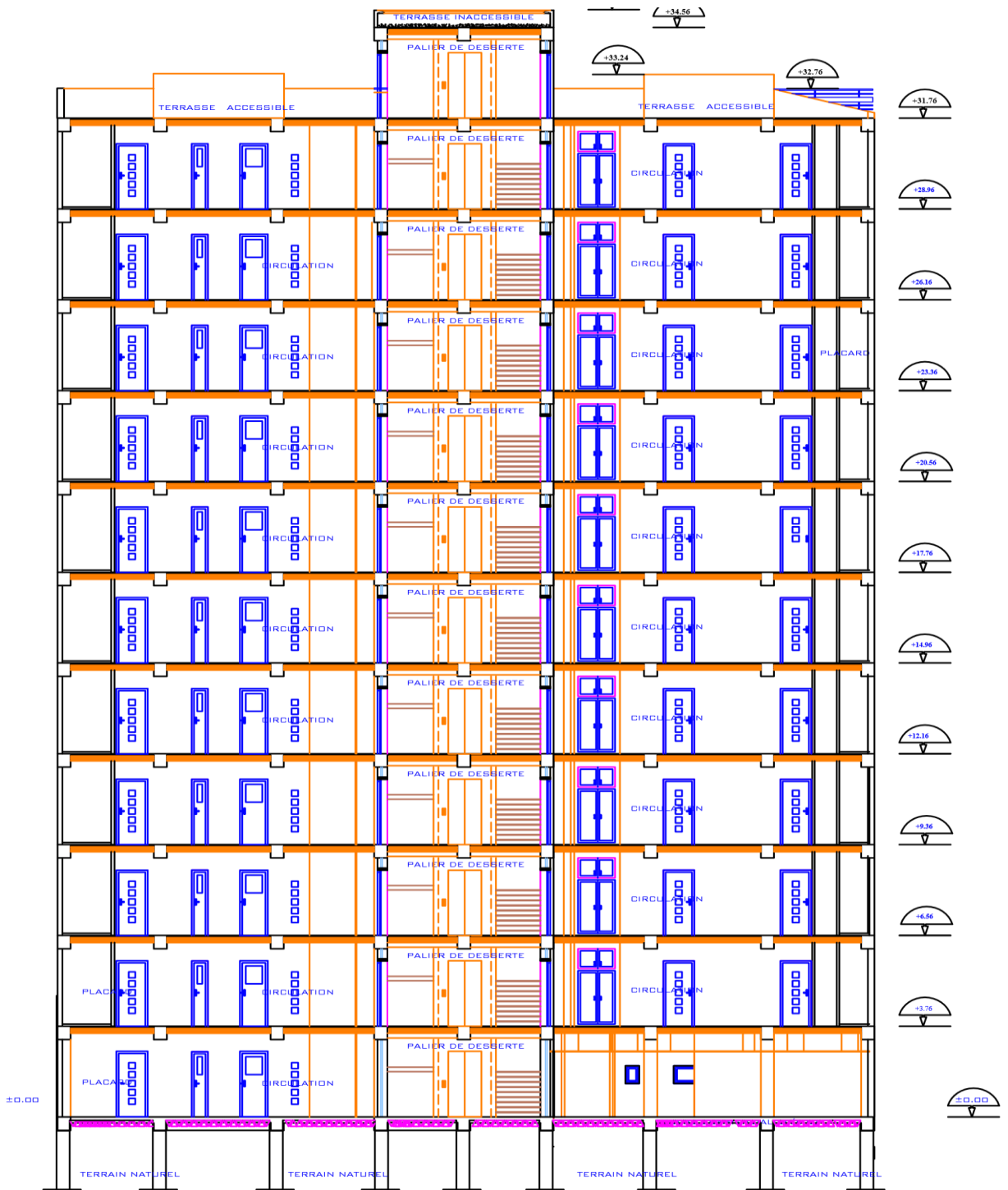


Figure 3-Vue en plan

v-4-5-6) v-1-2-3) v-7-8-9-10)

Figure 4-Coupe B-B



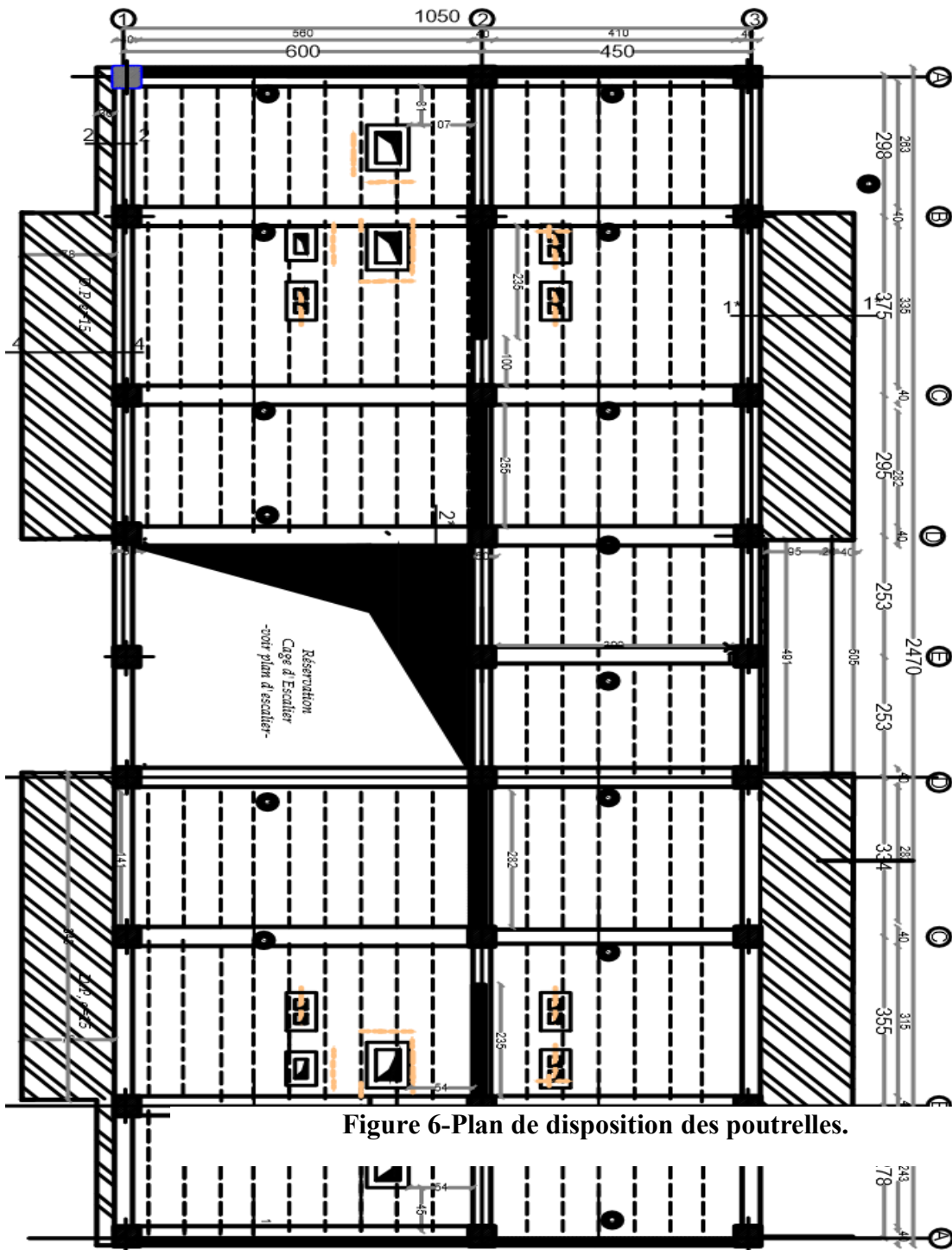


Figure 6-Plan de disposition des poutrelles.

Figure 7-Plan de repérage des poutres

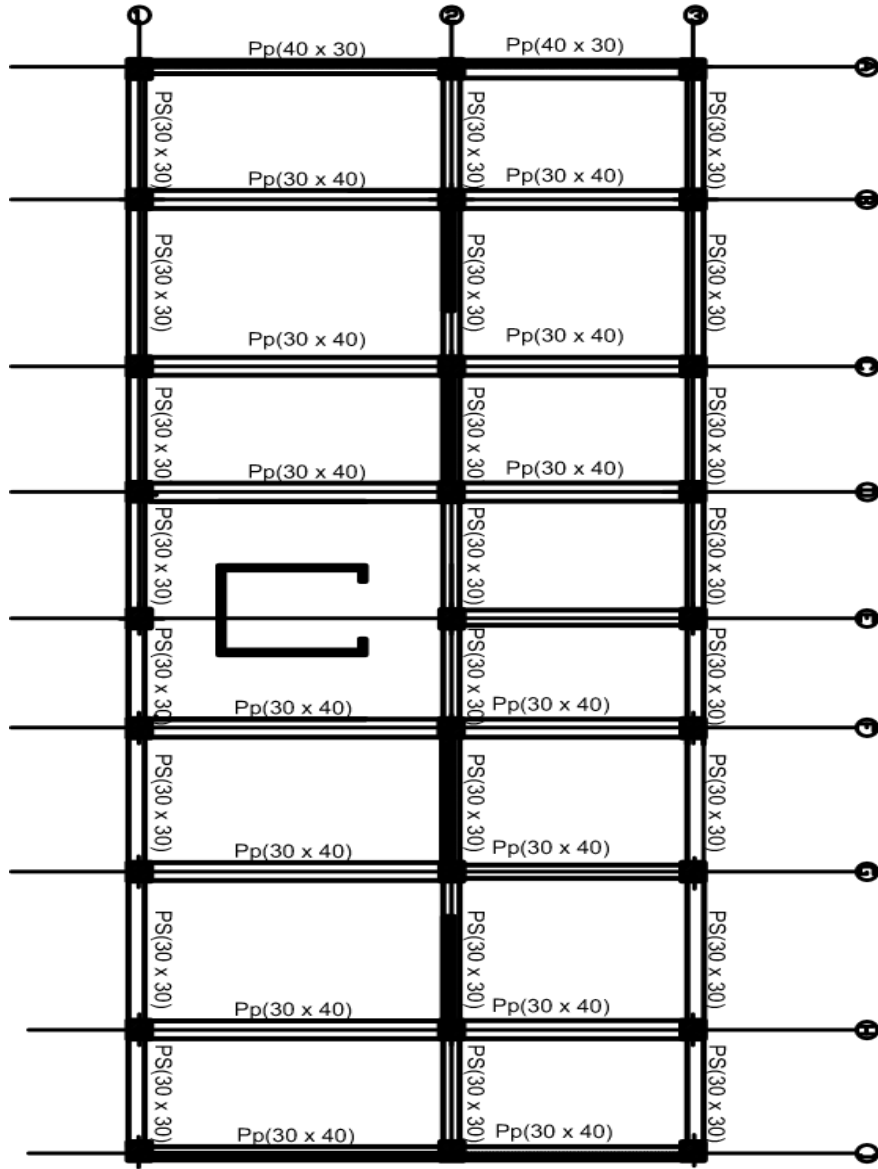
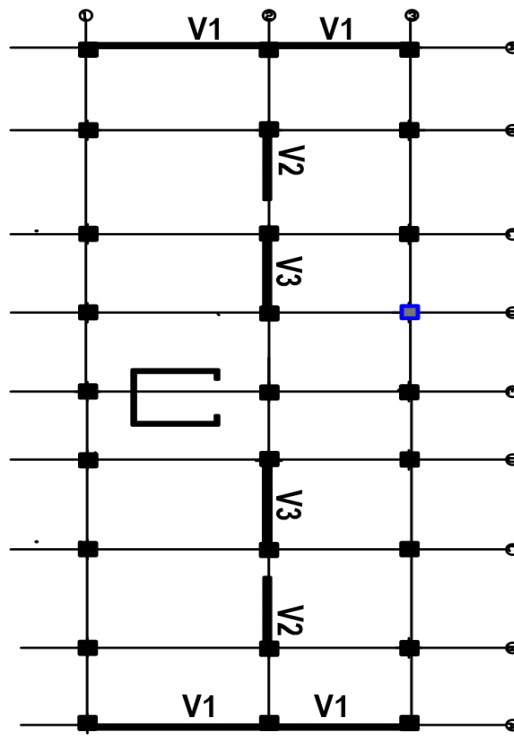


Figure 8-Plan de repérage des voiles



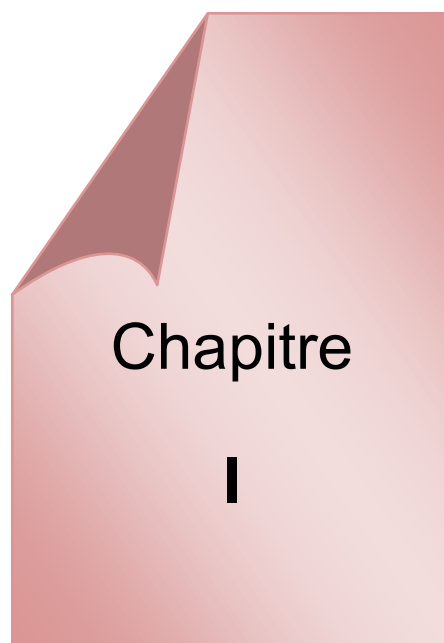
Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute les seules qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur. La prise de conscience est indispensable mais elle ne suffit pas pour inciter à l'action. En général on a tendance à surévaluer la probabilité des événements que l'on souhaite et à sous-estimer la probabilité de ceux que l'on redoute. La sensibilisation à ce risque ne se fait que très progressivement dans la population. Pour que cette démarche puisse aboutir, il faut qu'elle trouve un écho au sein de tous les milieux concernés.

Toutefois à chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. En Algérie, le tremblement de terre de Boumerdes du 21 mai 2003 a certainement contribué à cet intérêt grandissant. Sur le plan international, le séisme de Kobé, au Japon (17 janvier 1995), survenu un an après celui de Northridge, en Californie (17 janvier 1994), nous amène à nous tourner une fois de plus vers la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés à Boumerdes n'étaient pas de conception parasismique.

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est à dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés ne s'effondrent pas. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer.



*Présentation de l'ouvrage et caractéristique des
matériaux*

Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier la réalisation d'un bâtiment R+10, composé d'un rez-de-chaussée commercial et les 9 étages sont destinés à l'habitation. Implanté dans 1 wilaya d'Alger, qui dans le règlement parasismique Algérien est classé en zone III, l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2. L'ouvrage présente une régularité en élévation en plan.

Caractéristiques dimensionnelles

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- Largeur en plan 24,7m.
- La longueur en plan 10,85m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 31,76m.
- Hauteur de RDC 3.76m.
- Hauteur d'étage courant 2,8m.

Ossature et Système constructif adopté

✓ **Ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

✓ **Plancher**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm

Escalier On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

✓ **Acrotère**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 1m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

✓ **Portafaux**

✓ **Local d'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et facilite l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Sa capacité maximale est de 8 personnes.

➤ **Maçonnerie**

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

✓ **Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Donnée du site

Le bâtiment, implantée à Alger dans une zone qui est classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone III.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars.

Règle et hypothèse de calcul

Les règlements utilisés pour l'étude de l'ouvrage sont les suivantes :

✓ **Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :**

Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la Capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles)

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q = 1,35G + 1,5Q$

Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).

- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

✓ [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

✓ DTR B.C.2.2 Document Technique Réglementaire

Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction auront des caractéristiques conformes aux règles du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Le Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

Caractéristiques et avantages

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

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 des coffrages auxquels on peut donner toutes les 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.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

Composition

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

Ciment

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. C'est un liant hydraulique ayant une bonne capacité d'adhérence et de cohésion. Hydraté par l'eau, il devient une pâte permettant la liaison et l'enrobage des granulats, puis à travers une réaction chimique exothermique il durcit et donne un matériau solide et compact. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 μm . Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.

La quantité de ciment dans 1m³ de béton (400 litres de sable, 800 litres de gravier) est appelée "dosage". Ce dernier conditionne la résistance du béton qui serait plus au moins élevée d'autant plus que le dosage l'est.

En général le dosage varie entre (150 ; 500) kg/m³, fréquemment on utilise un dosage à 350 kg/m³. Le ciment est un mélange d'un constituant principal et d'un ou plusieurs autres constituants secondaires.

Les différents composés qui constituent essentiellement le ciment sont :

Le clinker :

C'est un mélange, broyé et homogénéisé, composé d'environ 80% de calcaire et de 20% d'argile, obtenu par cuisson jusqu'à fusion partielle.

Le laitier de haut fourneau :

C'est un sous-produit de la fabrication de la fonte dans les hauts fourneaux sidérurgiques. Il est fortement basique et présente des propriétés hydrauliques qui lui confèrent une très bonne résistance vis à vis des eaux agressives

La pouzzolane

C'est une roche volcanique siliceuse, à structure alvéolaire.

Les fillers

Ils sont obtenus par broyage de roches de qualités convenable et qui, par leur granularité, agissent sur certaines qualités des ciments par exemple la maniabilité.

Granulats

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

Eau

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable. Une insuffisance comme un excès d'eau peut entraîner une chute de la résistance, essentiellement à la porosité. Un rapport eau/ciment compris entre (0,4 ÷ 0,6) est très convenable.

Adjuvant

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPA 325) dosé à 350kg /m³

Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400 \text{ L}$

Gravier $15 < D_g < 25\text{mm} \rightarrow 800\text{L}$

Eau de gâchage 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400 Kg/m^3 .

Caractéristiques mécanique :

Résistance à la compression :

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se âge réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

- Pour des résistances $f_{c28} < 40\text{MPa}$:

- $f_{c28} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 60 \text{ jours.}$
- $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60 \text{ jours.}$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

- $f_{c28} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 28 \text{ jours.}$
- $f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours.}$

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} \geq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Déformation et contrainte de calcul

- Etat limite ultime de résistance

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

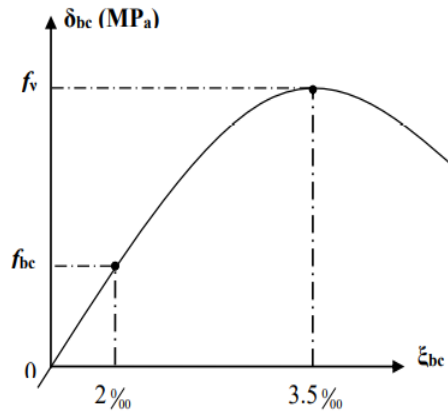


Figure I-1: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,0025f_{cj}) \text{‰} \quad \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\gamma_b}$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 - 103 \varepsilon_{bc})$$

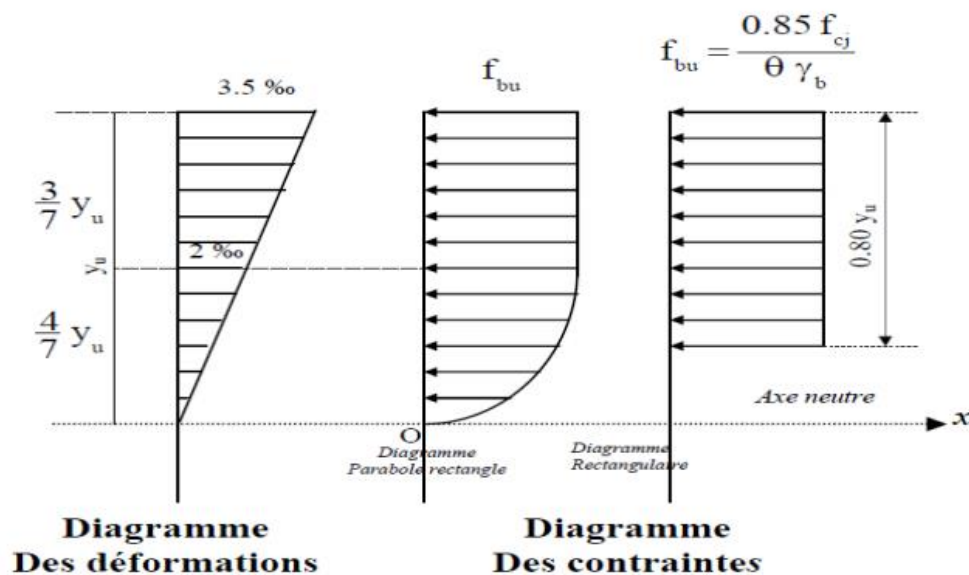
Coefficient d'application

Etat limite service de résistance

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \text{ cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable.

Module de déformation longitudinale du béton

Module de déformation instantanée

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

Module de déformation différée

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

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

Module de déformation transversale

Coefficient de poisson

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré)}$$

$$\nu = 0,0 \text{ pour ELU (béton fissuré)}$$

Caractéristiques physique :

- Masse volumique: Elle varie de 2,2 à 2,5 t/m³ suivant la quantité d'acier mise dans le béton. Dans les calculs, elle peut être considérée égale à 2,5 t/m³ .

- Coefficient de dilatation: Comme tout matériau, le béton réagit à la température; son effet est très important surtout dans les constructions hyperstatiques où des dégâts considérables peuvent surgir, pour cela une attention particulière est nécessaire. La variation de température à considérer est de (-40 ÷ +30) C° avec une température initiale de (5 à 10) C°. Le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre (0,7 ÷ 1,2).10⁻⁵ . Et en moyenne. Il est de l'ordre de 10⁻⁵

$\Delta l/l = \alpha \cdot \Delta T$ avec :

* α : Coefficient de dilatation

* α : 10^{-5} (même que l'acier)

* ΔT : variation de température

* $\Delta l/l$: déformation de dilatation

• **Retrait hygrométrique:**

Le retrait est raccourcissement du béton pendant le durcissement suite à l'évaporation de l'eau en excès nécessaire à la maniabilité du béton. On peut déduire que le retrait est une fonction de la quantité du ciment, d'eau, et des conditions climatiques.

1.5×10^{-4} régions très humide

1.2×10^{-4} régions humide

3.0×10^{-4} régions tempérée sèche

4.0×10^{-4} régions sèches et chaudes

5.0×10^{-4} régions très chaude ou désertique

• **Retrait sous charges ou fluage:**

Le fluage est une déformation complémentaire, croissante dans le temps obtenu après le chargement permanent, cette déformation tend vers une limite égale au double de celle instantanée.

Acier

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

Caractéristiques géométriques :

Une barre (lisse ou HA) ou un file (lisse ou HA) sont caractérisés par un diamètre nominal, désigné par \varnothing = diamètre du rond lisse et une masse linéique. A chaque diamètre nominal \varnothing correspond une section nominale $A = \pi \varnothing^2 / 4$. La gamme des diamètres nominaux (en mm) pour les aciers en barres est la suivante : n usine de chaque point de croisement.

Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale t
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81000$ MP

Type d'acier

Type	nuance	Fe(Mpa)	Emploi
Rond lisse	FeE22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6$ mm TL50 $\Phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I-1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s = 1,15$ cas général. $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles. Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

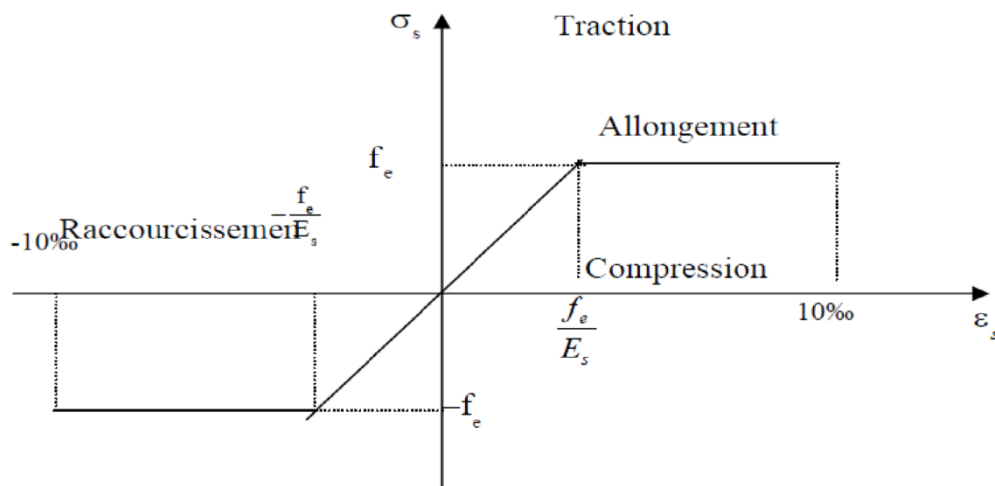


Figure I-2: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Contrainte limite de traction des armatures

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq -\sigma_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \eta \eta_f)$.

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq -\sigma_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \eta \eta_f)$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL), =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

Poids volumique

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

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

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

Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance ELU.
- Etats limite de service ELS.

ELU

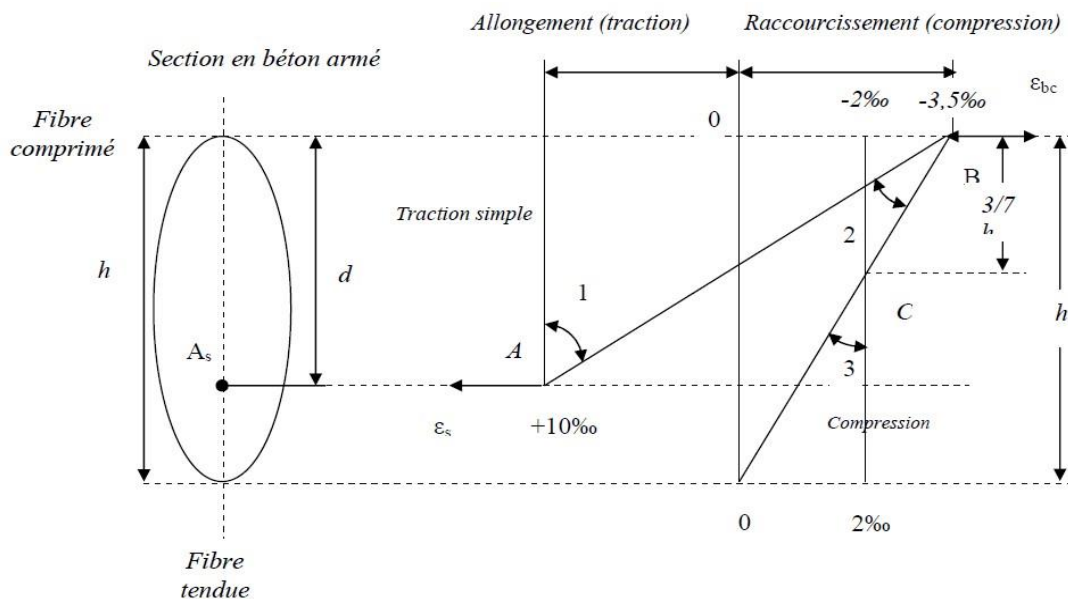
Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en Supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui

correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse 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.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)



-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.

➤ Traction pure :

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et

Donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la Déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰. L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la vertical passant par A.

➤ traction excentrée :

À la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

➤ flexion (simple ou composée) :

On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \cdot AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec

$0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A. cas particulier où $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$

- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des Armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés

(section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B

➤ Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la

Déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2‰$. La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ sur la fibre la plus comprimée. $\epsilon_{bc} \leq 2‰$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.

Pivot C : compression simple ou composée. a).2. ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse 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.

Par convention n correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente ».

Sollicitations de 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 suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q E$

G : charge permanente.

Chapitre I *Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux*

$G + Q \quad 1,2 \times E$ avec Q : charge d'exploitation.

$0,8G \quad E_y \quad 0,8G \quad E_x$ E : effort de séisme



Pré-dimensionnement

pré dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire pour étudier n'importe quel projet qui doit être vérifiés selon les règlements.

Les éléments qui doivent être prés dimensionnés sont :

- *Les voiles.*
- *Les poutres.*
- *Les poteaux.*
- *Les planchers.*

II.2. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux (20%) qu'ils transmettent aux fondations.

- **Les charges verticales:** *charges permanentes et surcharges.*
- **Les charges horizontales:** *effet de séisme et du vent.*

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon les prescriptions déduites dans le R.P.A.

- *he : hauteur d'étages*
- *Pour le rez-de-chaussée : he = 2.8m*
- *Pour l'Etage courant : he = 2.8m*
- *L : La longueur du voile.*
- *e : L'épaisseur du voile. $l > 4a$*

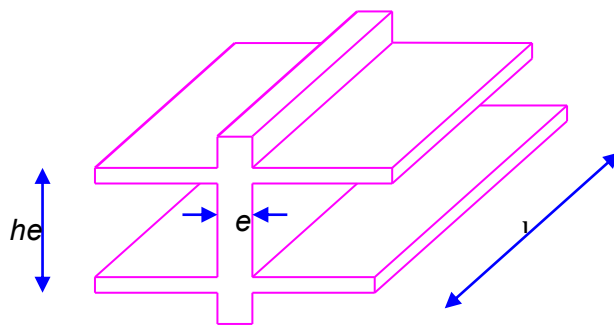


Figure II-1: Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale est de **15cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

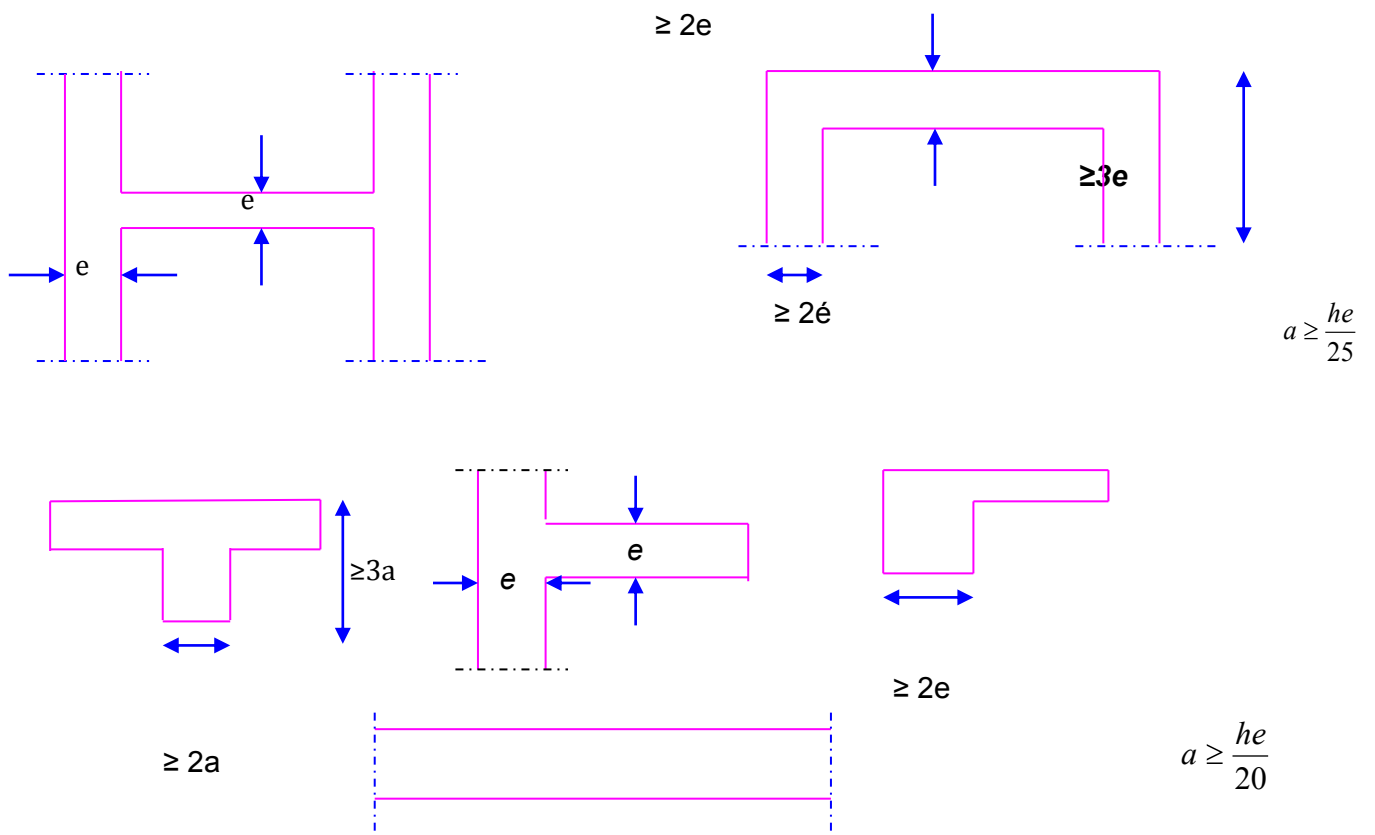


Figure II-2: Coupe de voile en plan.

Niveau RDC et étages courants :

$$\begin{aligned} a &\geq \frac{h_e}{20} = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm.} \\ a &\geq \frac{h_e}{22} = \frac{280}{22} = 12.72 \text{ cm} \\ a &\geq h_e/25 = \frac{280}{25} = 11.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

On adopte une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 20 cm**

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres doivent satisfaire aux conditions de B.A.E.L 99.et de l'R PA99 version2003

- $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- $h_t = (1/15 \text{ à } 1/10) L$
- $0.3h_t \leq b \leq 0.5h_t$

Avec :

L : Portée en longueur de la poutre.

h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Selon les prescriptions de l'R PA 99 version 2003(page 51, article N° 7.5.1), les dimensions minimales des poutres sont les suivantes :

- $b \geq 20$
- $h/b \leq 4$
- $h \geq 30$
- $b_{max} \leq 1.5h + 1b$

II.3.1.Prés dimensionnement des poutres principales :

$L = L_{max} = 600 \text{ cm}$ (la portée entre nue d'appuis)

- **D'après BAEL 91 :**

$$600/15 \leq h_t \leq 600/10$$

$$\Rightarrow 40 \leq h_t \leq 60$$

Donc on adopte, $h_t=40\text{cm}$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 20\text{cm}$$

\Rightarrow Selon la condition de RPA, on aura donc des poutres transversales (poutres principales) **(30×40) cm²**.

- **Vérification d'après RPA 99 /version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifiées}$$
$$h/b = 1.33\text{cm} < 4\text{cm}$$

II.3.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires :

$L = 375\text{cm}$ (la portée entre nue d'appuis)

- **D'après BAEL 91 :**

$$\ll 375/15 \leq h_t \leq 375/10 \quad \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37.5$$

\Rightarrow Donc on adopte. $h_t= 30\text{cm}$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.5 \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 15$$

\Rightarrow Selon les conditions de l'RPA on aura donc des poutre longitudinales (poutres secondaires) de **(30×30)**

- **Vérification d'après RPA 99 /version 2003 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifiées}$$
$$h/b = 1 \text{ cm} < 4\text{cm}$$

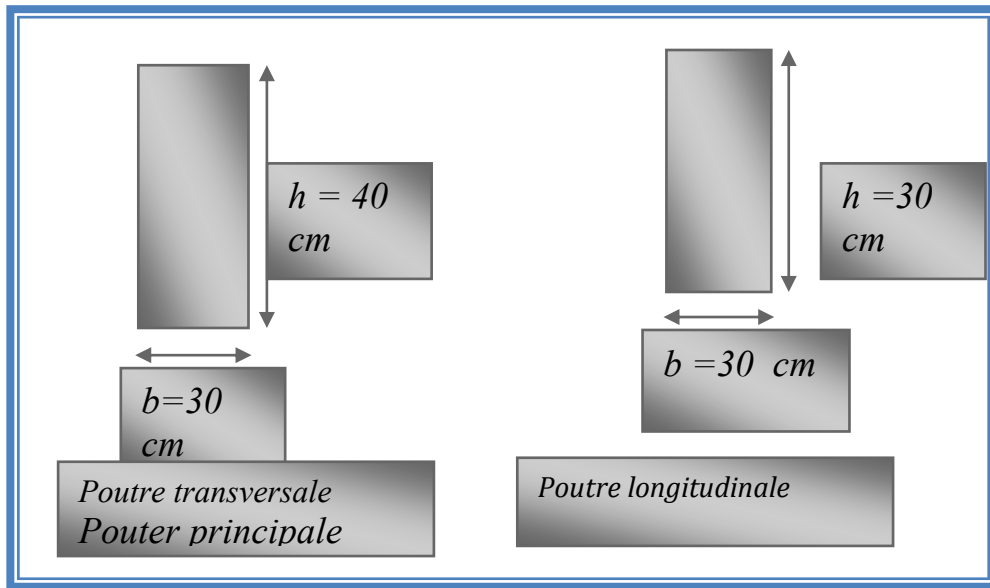


Figure II-3: Schéma de section des poutres.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

II.2.2 a)-selon le :BAEL91 :

Condition de flambement :

$$\underline{L_f} / b \leq 14.4$$

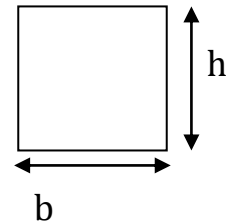
$$l_f = 0.7l_0$$

$$b > l_f 14.4$$

b)-selon le RPA99(modifier2003) :

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

- 1) $\min(b ; h) \geq 25\text{cm}$
- 2) $1/4 < b_1/h_1 < 4$
- 3) $\min(b ; h) \geq h_e$



a)-Selon le BAEL91 :

Condition de flambement :

$$b \geq L_f / 14,4$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$L_0 = 280 \text{ cm}$$

$$L_f = 0.7(280) = 196 \text{ cm}$$

$$b \geq 196 / 14.4 = 13.61 \text{ cm}$$

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

b)-RPA99(modifié 2003) :

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire : $h < 4b$

$$h < 4 \cdot 40 \quad h = 160$$

$$4(40) < h < 160 \text{ cm}$$

$$h > \frac{b}{4} \quad h > \frac{40}{4} \quad h > 10 \text{ cm}$$

donc $10 < h < 160$

On adopte préalablement la section des poteaux (**b1xh1**) comme suite :

Etages	Section (m ²)
RDC	50x50
Etages 1,2	50x50
Etages 3,4 ,5,6,7	45x45
ETAGE 8,9,10 et Terrasse	40X40

Tableau II.1 : Sections préalables des poteaux

➤ Pour la section (50x50): On verifie

1) $b = 50\text{cm}$ et $h = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$ CV

2) $h/b = 50/50 = 1 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$... CV

3) $b = 50\text{cm}$ et $h = 50\text{cm} \geq h_e/20 = 280/20 = 14$ CV

* les trois conditions sont vérifiées.

➤ Pour la section (45x45):

1) $b = 45\text{cm}$ et $h = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$ CV

2) $h/b = 45/45 = 1 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$ CV

3) $b = 45\text{cm}$ et $h = 45\text{cm} \geq h_e/20 = 280/20 = 14$ CV

* les trois conditions sont vérifiées.

➤ Pour la section (40x40):

1) $b = 40\text{cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ CV

2) $h/b = 40/40 = 1.6 \Rightarrow 1/4 \leq 1.6 \leq 4$ CV

3) $b = 40\text{cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3$ CV

* les trois conditions sont vérifiées.

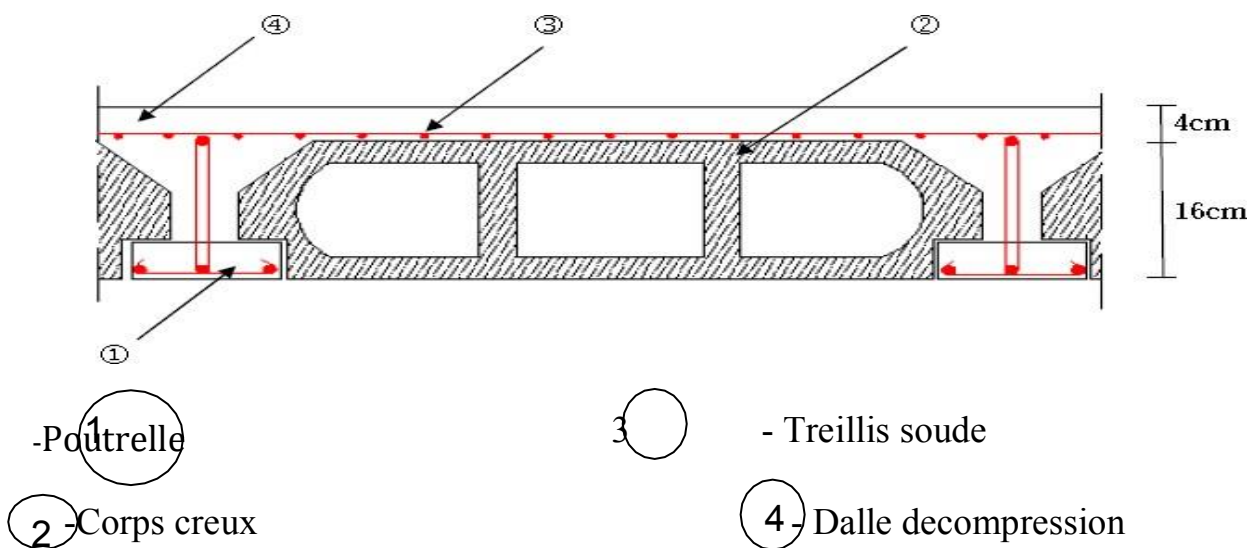
II.5. Pré dimensionnement des planchers :

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

On a opté pour des planchers à **corps creux** et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
 - Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.90 m)
 - Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

5. 1 Plancher corps creux :



Figure(II.4) : plancher à corps creux

1) Epaisseur du plancher:

$$ht/L \geq 1/22.5$$

$$\Rightarrow h$$

$$t \geq L/22.5 \quad ht$$

$$\geq 37$$

$$5/22.5 \quad ht \geq$$

$$16.66\text{cm}$$

on adopte un plancher(16+4) :

- 16 pour le corps-creux et 4cm pour la dalle de compression.

2) Dimensionnement des poutrelles :

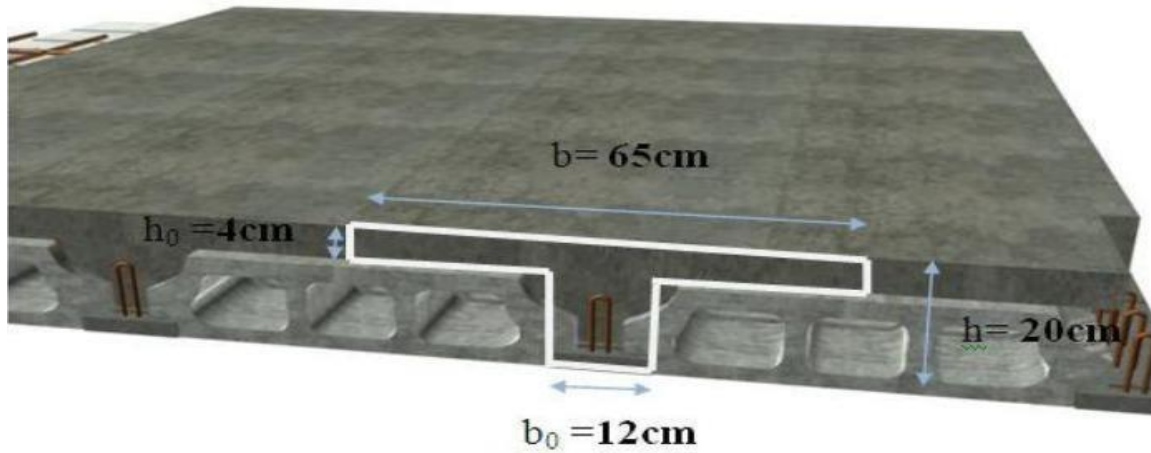
- hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4\text{cm}$
- hauteur de la section totale : $ht=20\text{cm}$
- largeur de la nervure :

$$b_0 = (0.30 \div 0.50) ht$$

$$0.3ht \leq b_0 \leq 0.5ht$$

Pour des raisons constructives on prend : $b_0 = 12\text{cm}$ largeur des débords :

$$b_1 = \min (b - b_0 ; LX/10) = \min(65-12 / 2 , 410/10) \quad b_1 = 26.5 \text{ cm}$$



Figure(II.5) : Section de la poutrelle (3D)

II.5.2. Les dalles plaines du balcon :

Ce type de plancher va être utilisé pour les balcons :

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

La portée maximale des travées $L_{\max} = 620 \text{ cm}$

$$670 / 45 \leq e \leq 670 / 40.$$

$$14.88 \leq e \leq 16.75.$$

On adopte : **e = 15 cm**

II.6. Conclusion :

A la fin on résume nos calculs dans le tableau suivant:

ELEMENT	Particularités	h_e (cm)	b (cm)	h (cm)	e (cm)
Poutre	Principales	/	30	40	/
	Secondaires	/	30	30	/
Poteaux	RDC+ETAGE 1-2	280	50	50	/
	ETAGE 3-4-5-6-	280	45	45	/
	ETAGE 8-9-10	280	40	40	/
Plancher	Corps Creux	16+4	/	/	/
	Dalle pleine	/	/	/	15
Voile		/	/	/	20

Tableau II-2: Section des éléments adopté

II. 6. Pré dimensionnement des escaliers:

A)-Définition générale :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

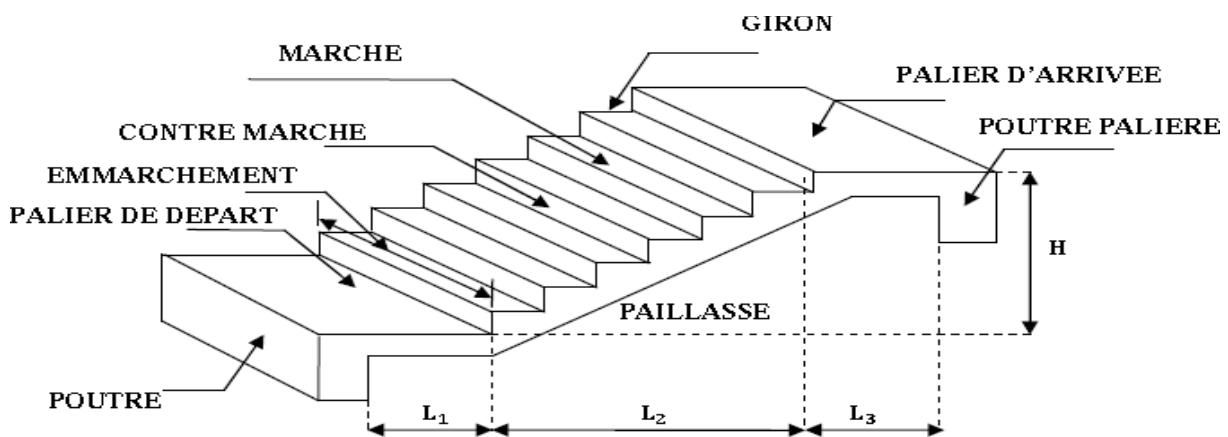
La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

B)-Composition d'un escalier à deux volées adjacents:

✓ Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur de la volée(H).
- La hauteur d'une marche(h).

- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.
- Longueur du palier de départ (L1)
- Longueur projeté de la volée (L2)
- Longueur du palier d'arrivée (L3)



Figure(II.6) : schéma de l'escalier.

Remarque

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de deux volées et paliers

C)-Dimensionnement d'escalier :

➤ **Caractéristiques techniques :**

- **Hauteur de marche :**

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} < h < 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17 \text{ cm}$

- **Escalier d'étage courant :**

- ✓ Hauteur d'étage : $H = 2.8\text{m}$.

- ✓ Hauteur de gravir = 1.02 m . Choix de la hauteur de la marche

- **D'après Relation de Blondel:**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel On a: $59 < 2h < 66$

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

- ✓ **Détermination du nombre de marche et contre marche:**

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{280}{17} = 18$$

Donc On aura 18 contre marches entre chaque deux étage (On a trois volées, donc 6 contre marches par volée)

- $N = N_c - 1 = 6 - 1 = 5\text{marches}$

- ✓ **Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a:**

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

Soit : $g + 2h \leq 66 \implies g \leq 66 - 2h$

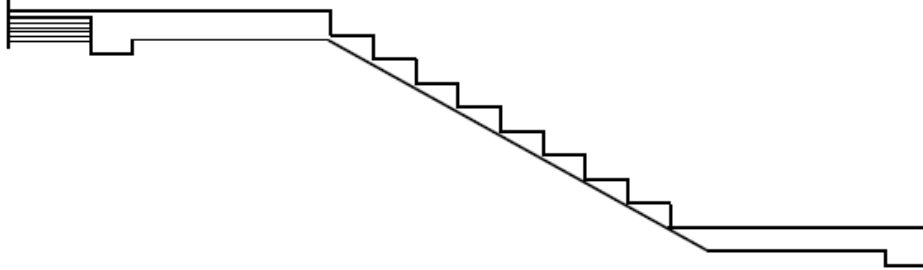
$g \leq 66 - 2(17) \implies g \leq 32\text{cm}$.

on prend $g = 30\text{ cm} \implies g + 2h = 64\text{ cm}$

$$59 < 64 < 66$$

La relation blondel est vérifiée.

Nous allons étudier représenté dans les schémas suivants :



Inclinaison de la paille

$$\text{— } \text{Tg } \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = N_c \times h \quad H' = 6 \times 17 \quad H' = 1.02 \text{ m}$$

$$L' = (n-1) \times g \quad L' = (6-1) \times 30 \quad L' = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Tan } \alpha = \frac{102}{15} \alpha = 32.21$$

La longueur de volée est : $L = 1.02 / \sin \alpha \quad L = 1.81 \text{ m} \quad = 181 \text{ cm}$

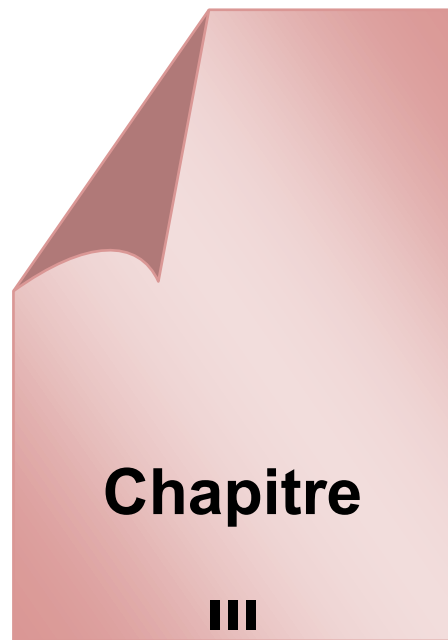
✓ **Détermination de l'épaisseur de la paille:**

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

Conclusion :

On adopte pour une paille d'épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

Descente des charges



Descente des charges

III.1.Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

+ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- *Les charges permanentes qui présentent le poids mort.*
- *Les charges d'exploitation ou surcharges.*
- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

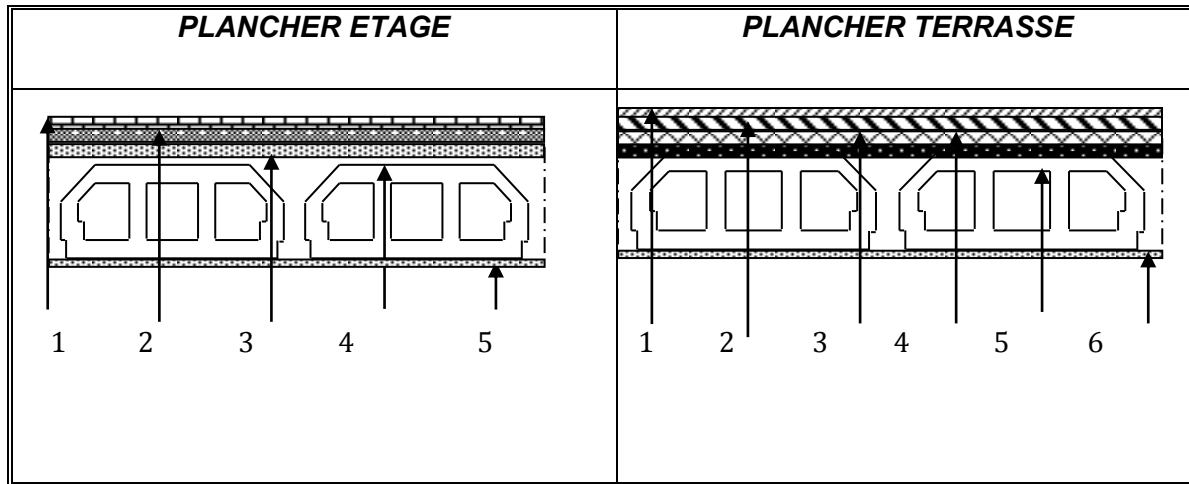
- **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque

La descente des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage au niveau de chaque plancher.

III.2. Evaluation des charges :

A) Les planchers :



A.1. Plancher terrasse (accessible) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-morté de pose	3	20	0.6
2-Etanchéité multi couche	2	-	0.12
3-Isolation thermique	4	4	0.16
4-Forme de pente	10	20	2
5-Dalle à corps creux	20	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20
7-Carrellage	2	20	0.4

G =	6.28	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

Tableau III-1 : Evaluation des charges -Plancher terrasse

A.2. Plancher étage courant :

- **Charges permanentes et charge d'exploitation :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids (KN/m²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	19	0.38
4- Dalle à corps creux	-	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	18	0.36
6-Brique creux	-	-	1.00

G =	5.34	(KN/m ²)
Q =	1.5	(KN/m ²)

Tableau III-2 : Evaluation des charges -Plancher étage courant-

A.3. Dalle pleine (e=15cm) pour les balcons :

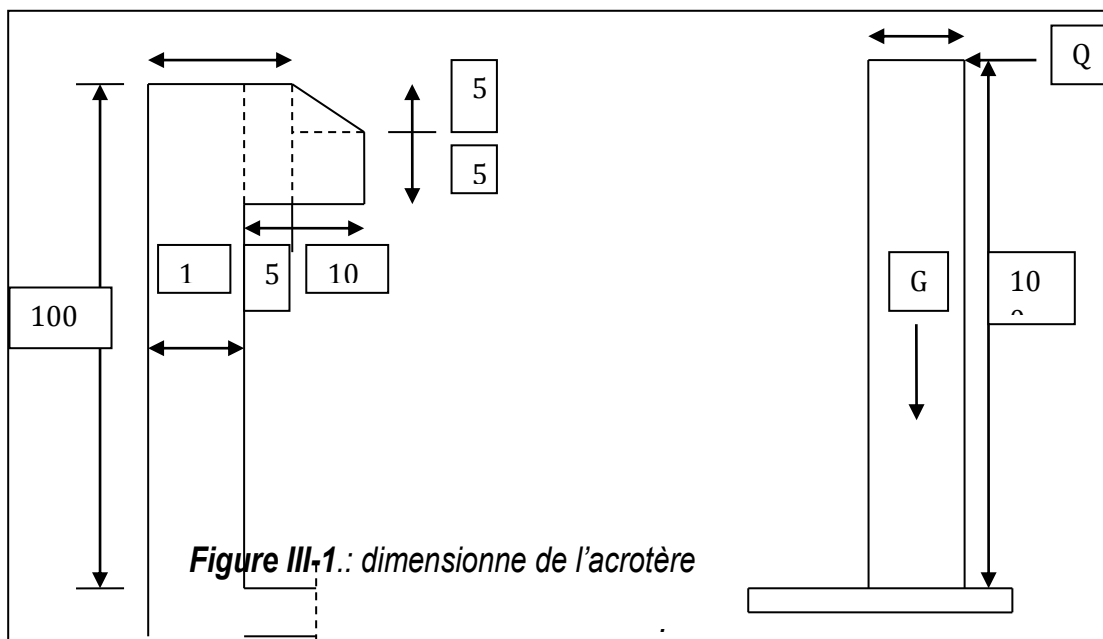
- **charges permanentes et charge d'exploitation :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	19	0.38
4-Brique creux	-	-	1.00
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

G =	6,39	(KN/m ²)
Q =	3.5	(KN/m ²)

Tableau III-3: Evaluation des charges -Plancher étage courant-

B .L' acrotère :



On fait les calculs pour 1m de longueur.

- **Charge permanente :**

$$G_{acr} = 25 * S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_{acr} = \left[(0.9 * 0.1) + \frac{0.2 \times 0.1}{2} * (0.1) \right] * 25$$

G =	2.625	(KN/m²)
------------	--------------	---------------------------

Poids de L'enduit de ciment

$$G_2 = 0.02 \times 18 \times (1 + 0.1 + 0.11 + 0.05 + 0.1 + 0.9) = 0.813 \text{ (KN/ m}^2\text{)}$$

$$G_{acr} = G_1 + G_2 = 2.625 + 0.813 = 3.4386 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

C. Les murs :

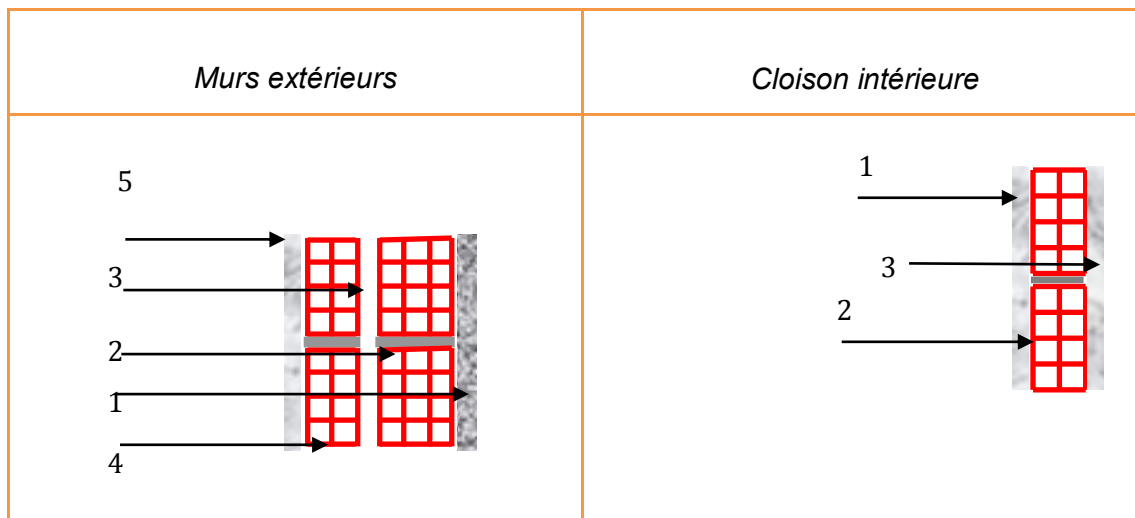


Figure III-2: Murs extérieur

Figure III-3: Cloison intérieure

C.1. Cloison extérieur de 30 cm (double paroi) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76	(KN/m ²)
------------	------	----------------------

Tableau III-4 : Evaluation des charges –des cloisons extérieures

C.2. Cloison intérieur de 10cm

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30	(KN/m ²)
------------	------	----------------------

Tableau III-5 : Evaluation des charges –des cloisons intérieures

C. 3 Cloison intérieure à double paroi :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.2
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.60	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III-5 : Evaluation des charges –des cloisons à double paroi

- **Escalier :**

1_ palier:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1-carrelage	2	20	0.4
2-mortier de pose	2	20	0.40
3-couche de sable	3	18	0.36
4-enduite en plater	2	10	0.20
5-palier	12	25	3

G =	4 .36	(KN/m ²)
Q=	2 .5	(KN/m ²)

Tableau III-6 Evaluation des charges –des palier

2_ Vollé:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m³)	Poids (KN/m²)
1-carrelage	2	20	0.4
2-mortier de pose	2	20	0.40
3-couche de sable	2	18	0.36
4-enduite en plater	$e/\cos \alpha$	10	0.20
5-pallasse	$e/\cos \alpha$	25	4
6-Marche	8.5	25	2.125
7- Garde –corps	-	-	0.6

G =	8.085	(KN/m ²)
Q=	2 .5	(KN/m ²)

Tableau III-7 Evaluation des charges –des vollé

A- Paillasse :

N	Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kg f/m³)	G(kgf/m²)
01	Carrelage	0,02	2000	40
02	Mortier de pose	0,02	2000	40
03	Poids des marches	0,17/2	2500	212,5
04	Dalle pleine inclinée	0,15/cos32,20	2500	443,16
05	Enduit de ciment	0,01/cos32,20	1800	21,27
G = 756,93 kgf/m², Q = 250kgf m²				

Tableau III-8 Evaluation des charges –des paillasse

Poteaux :

$$(0.40 \times 0.40) \times 25 = 4 \text{ kN/ml}$$

$$(0.45 \times 0.45) \times 25 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$(0.50 \times 0.50) \times 25 = 6.25 \text{ kN /ml} \quad (0.60 \times 0.60) \times 25 = 9 \text{ KN/ml}$$

Poutres principales :

$$(0.30 \times 0.40) \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$$

Poutres chaînages:

$$(0.30 \times 0.3) \times 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$$

III.3. Descente des charges :

-La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer les charges revenant à un élément porteur, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, elle est très utile pour la fondation, elle est très utile pour le pré dimensionnement de ces éléments.

-Les charges considérées concernent les charges permanentes, les Charges d'exploitation et les surcharges climatiques si elles existent

 Etapas de calcul :

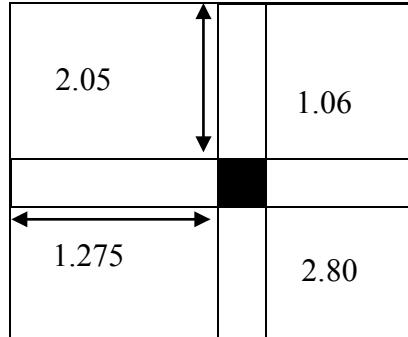
Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA 2003.

1) Poteau centrale :

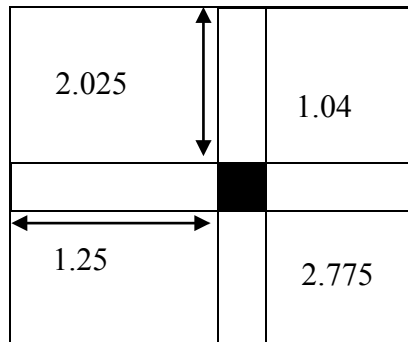
a. Terrasse Plancher 8.9.10 : D4

$S = 11.349m^2$



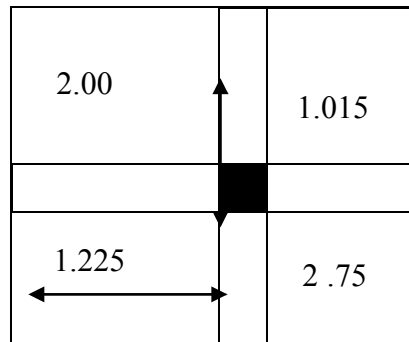
b. Plancher 4 .5 .6.7

$S = 10.992m^2$



c. Plancher 1.2. RDC :

$S = 10.64m^2$



Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Le tableau suivant donne la charge permanent (G) supporté par le Poteau de center :

	N^oniveau	Descentes des charges	G (T)
SOUS LE ETAGE 10	N₁	Plancher terrasse : $0.571 \times 11.349 = 6.48$ Poutre Principale : $(0.3 \times 0.4) \times 4.85 \times 2.5 = 1.455$ Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2.34 \times 2.5 = 0.5265$	8.4615
	N₂	Venant de N ₁ : 10.5321 Poteau. : $(0.4 \times 0.4) \times 2.8 \times 2.5 = 1.12$	9.5815
SOUS LE ETAGE 9	N₃	Venant de N ₂ : 9.5815 Poutre Principale : $(0.3 \times 0.4) \times 4.85 \times 2.5 = 1.455$ Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2.965 \times 2.5 = 0.6671$	21.4531
	N₄	Venant de N ₃ : 21.4531 Poteau : $(0.4 \times 0.4) \times 2.8 \times 2.5 = 1.12$	22.5731
SOUS LE ETAGE 8	N₅	Venant de N ₄ : 22.5731 Plancher étage : $0.534 \times 14.38 = 7.6789$ Poutre Principale : $(0.3 \times 0.4) \times 4.85 \times 2.5 = 1.455$ Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2.965 \times 2.5 = 0.6671$	32.1941
	N₆	Venant de N ₅ : 32.1941 poteau : $(0.4 \times 0.4) \times 2.8 \times 2.5 = 1.12$	33.4941

SOUS L'ETAGE 7	N₇	<p>Venant de N₆ : 33.4941</p> <p>Plancher étage : $0.534 \times 10.99 = 5.868$</p> <p>Poutre Principale : $(0.3 \times 0.4) \times 4.8 \times 2.5 = 1.44$</p> <p>Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2.29 \times 2.5 = 0.5152$</p>	41.3173
	N₈	<p>Venant de N₇ : 41.3173</p> <p>poteau : $(0.45 \times 0.45) \times 2.8 \times 2.5 = 1.41$</p>	42.7348
SOUS L'ETAGE 6	N₉	<p>Venant de N₈ : 42.7348</p> <p>Plancher étage : $0.534 \times 10.99 = 5.868$</p> <p>Poutre Principale : $(0.3 \times 0.4) \times 4.8 \times 2.5 = 1.44$</p> <p>Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2.29 \times 2.5 = 0.5152$</p>	50.558
	N₁₀	<p>Venant de N₉ : 50.558</p> <p>poteau ; $0.45 \times 0.45) \times 2.8 \times 2.5 = 1.41$</p>	51.968
SOUS L'ETAGE 5	N₁₁	<p>Venant de N₁₀ : 51.968</p> <p>Plancher étage : $0.534 \times 10.99 = 5.868$</p> <p>Poutre Principale : $(0.3 \times 0.4) \times 4.8 \times 2.5 = 1.44$</p> <p>Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2.29 \times 2.5 = 0.5152$</p>	59.7912
	N₁₂	<p>Venant de N₁₁ : 59.7912</p> <p>Poteau : $(0.45 \times 0.45) \times 2.8$</p>	61.2012

		$X2.5=1.41$	
SOUS L'ETAGE 4	N_{13}	<p>Venant de N_{12} : 61.2012</p> <p>Plancher étage : $0.534*10.99=5.868$</p> <p>Poutre Principale : $(0..3X 0.4)X 4.8X2.5=1.44$</p> <p>Poutre secondaire $(0,3X0, 3)X2.29X 2.5=0.5152$</p>	69.0244
	N_{14}	<p>Venant de N_{13} : 69.0244</p> <p>poteau:($0.45X0.45$) $X2.8 X2.5=1.41$</p>	70.4344
SOUS L'ETAGE 3	N_{15}	<p>Venant de N_{14} : 70.4344</p> <p>Plancher étage : $0.534*10.64=5.6817$</p> <p>Poutre Principale : $(0..3X 0.4)X 2.75X2.5=0.825$</p> <p>Poutre secondaire $(0,3X0, 3)X2.24X 2.5=0.504$</p>	77.445
	N_{16}	<p>Venant de N_{15} : 77.445</p> <p>poteau:($0.5X0.5$) $X2.8 X2.5=1.75$</p>	79.195
SOUS L'ETAGE 2	N_{17}	<p>Venant de N_{16} : 79.195</p> <p>Plancher étage : $0.534*10.64=5.6817$</p> <p>Poutre Principale : $(0..3X 0.4)X 2.75X2.5=0.825$</p> <p>Poutre secondaire</p>	86.2057

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

		$(0,3 \times 0,3) \times 2,24 \times 2,5 = 0,504$	
	<i>N₁₈</i>	Venant de <i>N₁₇</i> : 86.2057 poteau : $(0,5 \times 0,5) \times 2,8 \times 2,5 = 1,75$	87.9557
SOUS L'ETAGE 1	<i>N₁₉</i>	Venant de <i>N₁₈</i> : 87.9557 Plancher étage : $0,534 \times 10,64 = 5,6817$ Poutre Principale : $(0,3 \times 0,4) \times 2,75 \times 2,5 = 0,825$ Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2,24 \times 2,5 = 0,504$	94.9664
	<i>N₂₀</i>	Venant de <i>N₁₉</i> : 94.9664 poteau : $(0,5 \times 0,5) \times 2,8 \times 2,5 = 1,75$	96.7164
RDC	<i>N₂₁</i>	Venant de <i>N₂₀</i> : 96.7164 Plancher étage : $0,534 \times 10,64 = 5,6817$ Poutre Principale : $(0,3 \times 0,4) \times 2,75 \times 2,5 = 0,825$ Poutre secondaire $(0,3 \times 0,3) \times 2,24 \times 2,5 = 0,504$	103.7271
	<i>N₂₂</i>	Venant de <i>N₂₁</i> : 103.7271 poteau : $(0,5 \times 0,5) \times 3,76 \times 2,5 = 1,75$	106.0771

 **LOI DE DEGRESSION :**

D'après DTR B.C.2.2 (Art 6.3 page 16-17)

- Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3, \dots
- Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment .

Les surcharges d'exploitations reprises par le poteau sont calculées par

L'application de la loi de dégression :

Sous terrasse : Q_0

Sous 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + [(3 + n) / 2n] \cdot \sum_{n=1}^n$

- Le coefficient étant valable pour $n \geq 5$.

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau de rive :

Etage	Dégression	Q(KN)
Terrasse10	Q_0	1.13
9^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2.831
8^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	4.36
7^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.189
6^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.824
5^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.808
4^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8.627
3^{ème} étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	9.360
2^{ème} étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	10.22
1^{ème} étage	$Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_9)$	10.88
RDC	$Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{10})$	13.12

III.3.2 Combinaisons des charges:

Poteau (40x40):

- **À l'ELU:**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 33.4951) + (1.5 \times 5.189) = 53.001t$$

$$N_u = 53.001t$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 33.4951 + 5.189 = 38.684t$$

$$N_s = 38.684t$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme:**

- **Moment d'inertie:** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration:** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 (L_0) = 0.7 (2.8) = 1.96 \text{ m} = 196 \text{ cm}$$

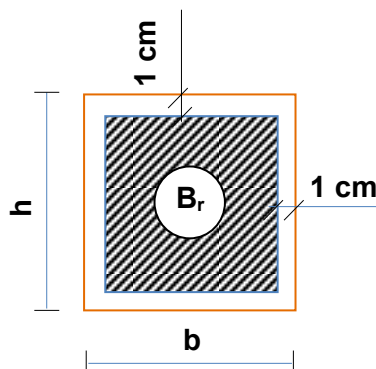
- **L'élanement du poteau:**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{196}{11.54} = 16.98$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2 (\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2 (\frac{16.98}{35})^2)} = 0.81$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (h-2)(b-2) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \begin{cases} 0.2\% b * h = \frac{0.2*40*40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8*(40+40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.811 \left[\frac{1444 \times 250}{0.9 \times 1.35} + 6.4 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 259017 \text{ Kgf} = 259.017 \text{ tf}$$

$$N_u = 53.001 \text{ tf} \leq 259.017 \text{ tf}$$

Poteau (45x45):

- **À l'ELU:**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 70.43) + (1.5 \times 8.62) = 108.01 \text{ t}$$

$$N_u = 108.01 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 70.43 + 8.62 = 79.05 \text{ t}$$

$$N_s = 79.05 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme:**

- **Moment d'inertie:**

$$I = bh^3 / 12 = 45 \times 45^3 / 12 = 341718.75 \text{ cm}^4$$

- **La section :**

$$B = b \times h = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

- **Le rayon de giration:**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{341718.18}{2025}} = 12.99$$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 (L_0) = 0.7 (2.8) = 1.96 \text{ m} = 196 \text{ cm}$$

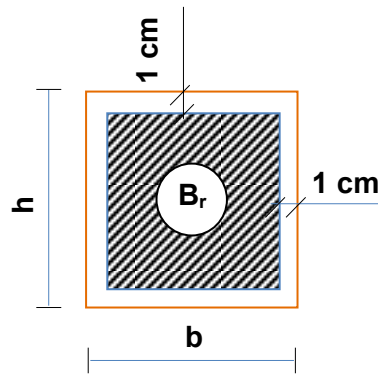
- **L'élanement du poteau:**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{196}{12.99} = 15.08$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2 (\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2 (\frac{15.08}{35})^2)} = 0.819$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (h-2)(b-2) = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \begin{cases} 0.2\% b * h = \frac{0.2 * 43 * 43}{100} = 3.69 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8 * (43 + 43)}{100} = 6.88 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} Nu \leq \bar{N} &= \alpha \left[\frac{B_r \times f_c}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \\ &= 0.819 \left[\frac{1444 \times 250}{0.9 \times 1.35} + 6.88 \frac{4000}{1.15} \right] = 262939 \text{ Kgf} \\ &= 262.939 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$Nu = tf \leq 262.939 \text{ tf}$$

Poteau (50x50) :

- **À l'ELU:**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 106.0771) + (1.5 \times 13.12) = 162.88 \text{ t}$$

$$N_u = 162.88 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 106.0771 + 13.12 = 119.19 \text{ t}$$

$$N_s = 119.19 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme:**

- **Moment d'inertie:**

$$I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$$

- **La section :**

$$B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

- **Le rayon de giration:**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.57$$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 (L_0) = 0.7 (2.8) = 1.96 \text{ m} = 196 \text{ cm}$$

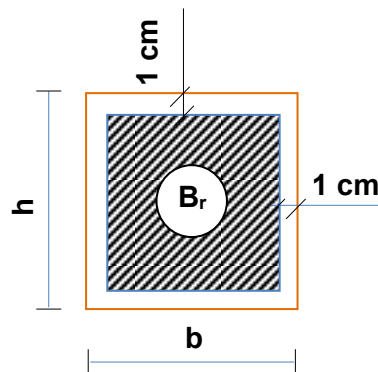
- **L'élanement du poteau:**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{196}{14.57} = 13.45$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2 (\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1 + 0.2 (\frac{13.45}{35})^2)} = 0.825$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (h-2)(b-2) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 * 43 * 43}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8 * (43 + 43)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

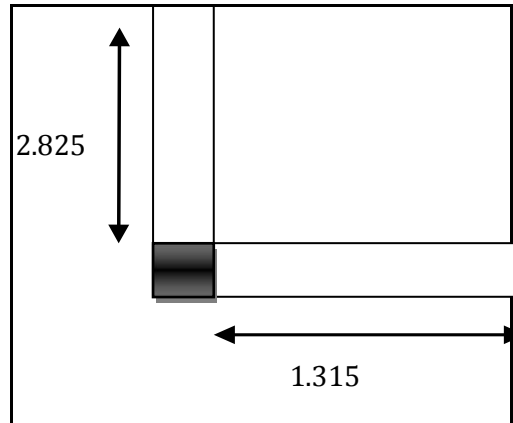
$$\begin{aligned} Nu \leq \bar{N} &= \alpha \left[\frac{B_r \times f_c}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.825 \left[\frac{2304 \times 250}{0.9 \times 1.35} + 8 \frac{4000}{1.15} \right] \\ &= 414067 \text{ Kgf} = 414.067 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$N_u = f162.88tf \leq 414.067 tf$$

Poteau d'angle : A1

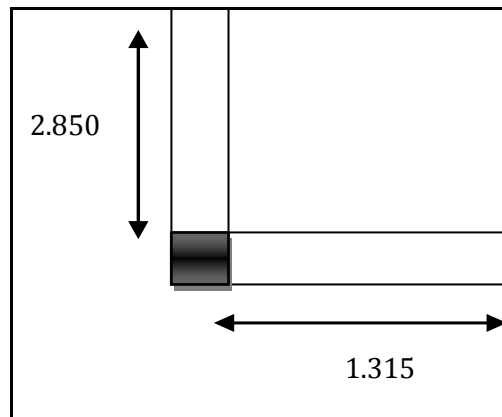
- Plancher Terrasse :

$$S = L \times l = 2.825 \times 1.315 = 3.71m^2$$



- Plancher Etage courant

$$S = L \times l = 2.850 \times 1.315 = 3.75m^2$$



Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Niveau	Section	Elément	ΣG (T)	ΣQ (T)
Sous le 10 ^e étage	N1	<u>Plancher terrasse :</u> $0.571 \times 3.71 = 2.118$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.825 \times 2.5 = 0.847$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = 0.296$ <u>Acrotère :</u> $0.344 \times 4.94 = 1.699$	4,96	$0.1 \times (3,71)$ $=$ 0.371
	N2	<u>Venant de :</u> N ₁ :4.96 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1.12$	6.08	
Sous le 9 ^e étage	N3	<u>Venant de :</u> N ₂6,08 <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 2.0025$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.855$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.295$	9.23	$0.371 +$ $(0.15 \times$ $5.655)$ $=$ 0.9335
	N4	<u>Venant de :</u> N ₃ :9.23 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1,12$	10.35	
Sous le 8 ^e étage	N5	<u>Venant de :</u> N ₄10.35 <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 2.0025$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.855$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.295$	13.5	1.7922
	N6	<u>Venant de :</u> N ₅ : 13.5 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1.12$	14.62	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 7 ^e étage	N ₇	<u>Venant de :</u> N ₆14.62 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3x0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	17.77	1.89
	N ₈	<u>Venant de :</u> N ₃ :..... 17.77 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	19.187	
Sous le 6 ^e étage	N ₉	<u>Venant de :</u> N ₈ 19.187 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3x0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	22.33	2.28
	N ₁₀	<u>Venant de :</u> N ₉ :..... 22.33 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	23,754	
Sous le 5 ^e étage	N ₁₁	<u>Venant de :</u> N ₁₀ 23.754 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3x0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	26,904	2,611
	N ₁₂	<u>Venant de :</u> N ₁₁ :..... 26.904 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	28,321	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 4 ^e étage	N ₁₃	<u>Venant de :</u> N ₁₂28.321 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	31,47	2,9
	N ₁₄	<u>Venant de :</u> N ₁₃ :..... 31.47 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	32,88	
Sous le 3 ^e étage	N ₁₅	<u>Venant de :</u> N ₁₄ 32.88 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	36,088	3,17
	N ₁₆	<u>Venant de :</u> N ₁₅ :..... 36.088 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	37.455	
Sous le 2 ^e étage	N ₁₇	<u>Venant de :</u> N ₁₆ 37.455 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	40.605	3.476
	N ₁₈	<u>Venant de :</u> N ₁₇ :..... 40.605 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75	42.355	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 1 ^e étage	N ₁₉	<u>Venant de :</u> N ₁₈ 42,355 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0.855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	45.505	3.76
	N ₂₀	<u>Venant de :</u> N ₁₉ :..... 45.505 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75	47.255	
RDC	N ₂₁	<u>Venant de :</u> N ₂₀ 47,255 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0.855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	50.40	4.027
	N ₂₂	<u>Venant de :</u> N ₂₁ :..... 50.40 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75	52.15	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Niveau	Section	Elément	$\Sigma G (T)$	$\Sigma Q (T)$
Sous le 10 ^e étage	N1	<u>Plancher terrasse :</u> $0.571 \times 3.71 = 2.118$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.825 \times 2.5 = 0.847$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = 0.296$ <u>Acrotère :</u> $0.344 \times 4.94 = 1.699$	4,96	$0.1 \times (3,71)$ $=$ 0.371
	N2	<u>Venant de :</u> N ₁ :4.96 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1.12$	6.08	
Sous le 9 ^e étage	N3	<u>Venant de :</u> N ₂6,08 <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 2.0025$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.855$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.295$	9.23	$0.371 +$ $(0.15 \times$ $5.655)$ $=$ 0.9335
	N4	<u>Venant de :</u> N ₃ :9.23 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1,12$	10.35	
Sous le 8 ^e étage	N5	<u>Venant de :</u> N ₄10.35 <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 2.0025$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.855$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.295$	13.5	1.7922
	N6	<u>Venant de :</u> N ₅ : 13.5 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1.12$	14.62	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 7 ^e étage	N ₇	<u>Venant de :</u> N ₆14.62 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3x0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	17.77	1.89
	N ₈	<u>Venant de :</u> N ₃ :..... 17.77 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	19.187	
Sous le 6 ^e étage	N ₉	<u>Venant de :</u> N ₈ 19.187 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3x0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	22.33	2.28
	N ₁₀	<u>Venant de :</u> N ₉ :..... 22.33 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	23,754	
Sous le 5 ^e étage	N ₁₁	<u>Venant de :</u> N ₁₀ 23.754 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3x0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	26,904	2,611
	N ₁₂	<u>Venant de :</u> N ₁₁ :..... 26.904 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	28,321	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 4 ^e étage	N ₁₃	<u>Venant de :</u> N ₁₂28.321 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	31,47	2,9
	N ₁₄	<u>Venant de :</u> N ₁₃ :..... 31.47 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	32,88	
Sous le 3 ^e étage	N ₁₅	<u>Venant de :</u> N ₁₄ 32.88 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	36,088	3,17
	N ₁₆	<u>Venant de :</u> N ₁₅ :..... 36.088 <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417	37.455	
Sous le 2 ^e étage	N ₁₇	<u>Venant de :</u> N ₁₆ 37.455 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	40.605	3.476
	N ₁₈	<u>Venant de :</u> N ₁₇ :..... 40.605 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75	42.355	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 1 ^e étage	N ₁₉	<u>Venant de :</u> N ₁₈ 42,355 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0.855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	45.505	3.76
	N ₂₀	<u>Venant de :</u> N ₁₉ :..... 45.505 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75	47.255	
RDC	N ₂₁	<u>Venant de :</u> N ₂₀ 47,255 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....2.0025 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....0.855 <u>Poutre</u> <u>secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.295	50.40	4.027
	N ₂₂	<u>Venant de :</u> N ₂₁ :..... 50.40 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75	52.15	

Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :

- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = (1.35 \times 14.62) + (1.5 \times 1.7922) = 22.42 \text{ t}$$

$$N_u = 22.42 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 14.62 + 1.79 = 16.41 \text{ t}$$

$$N_s = 16.41 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 ; \quad l_0 = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

- **L'élanement du poteau :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{175}{11.54} = 15.16$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)} = 0.819$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \begin{cases} 0.2\% (b \times h) = 0.002 (40 \times 40) = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8\% (b + h) = 0.8 (40 + 40) = 6.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Nu < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.819 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + 6.4 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 237238,32 \text{ kgf} = 237.328 \text{ tf}$$

$$Nu = 22.42 \text{ tf} < 237.328 \text{ tf}$$

b) Poteau (45x45) :

- **À l'ELU :**

$$Nu = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = (1.35 \times 37,455) + (1.5 \times 3,76)$$

$$Nu = 56.20 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$Ns = N_G + N_Q = 37,455 + 3,76 = 41,215 \text{ t}$$

$$Ns = 41.215 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration :

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2025}} = 12.99$

- **Longueur de flambement :**

$$lf = 0.7 \times l_0 ; \quad l_0 = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$lf = 0.7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

- **L'élancement du poteau :**

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{175}{12.99} = 13.47$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} = 0.825$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (b - 0.02)(h - 0.02) = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \begin{cases} 0.2\%(b \times h) = 0.002(45 \times 45) = 4.05 \text{ cm}^2 \\ 8\%(b + h) = 0.8(45 + 45) = 7.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Nu < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.825 \left[\frac{1849 \times 250}{1.35} + 7.2 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 303147,16 \text{ kgf} = 303,147 \text{ tf}$$

$$Nu = 56.20 \text{ tf} < 303.147 \text{ tf}$$

- **c) Poteau (50x50) :**

- **À l'ELU :**

$$Nu = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = (1.35 \times 52.15) + (1.5 \times 4.027)$$

$$Nu = 79.18 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$Ns = N_G + N_Q = 52.15 + 4.027 = 58.402 \text{ t}$$

$$Ns = 58.402 \text{ t}$$

- **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration :

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 ; \quad l_0 = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

• **L'élancement du poteau :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{238}{14.43} = 16.49$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{16.49}{35})^2)} = 0.813$$

• **La surface réduite :**

$$B_r = (b-0.02)(h-0.02) = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \begin{cases} 0.2\%(b \times h) = 0.002(50 \times 50) = 5 \text{ cm}^2 \\ 8\%(b + h) = 0.8(50 + 50) = 8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Nu < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.813 \left[\frac{1849 \times 250}{1.35} + 8 \frac{4000}{1.15} \right]$$

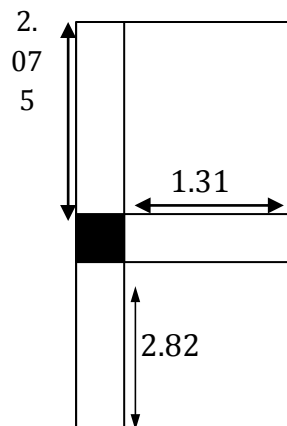
$$= 300999.83 \text{ kgf} = 300,99 \text{ tf}$$

$$Nu = 56.20 \text{ tf} < 300.99 \text{ tf}$$

Poteau de rive : A2

• **Plancher Terrasse :**

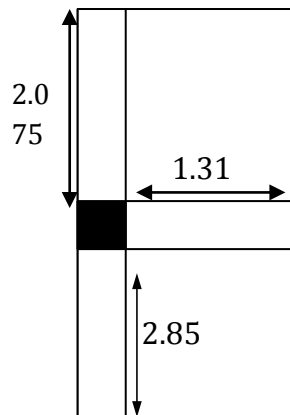
$$S = (L_1 \times l_1) + (L_2 \times l_2) = (2.825 \times 1.315) + (2.075 \times 1.315) = 6.44 \text{ m}^2$$



Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

- Plancher Etage courant

$$S=(L_1 \times l_1) + (L_2 \times l_2) = (2.825 \times 1.315) + (2.075 \times 1.315) = 6.47m^2$$



Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Niveau	Section	Elément	ΣG (T)	ΣQ (T)
Sous le 10 ^e étage	N1	<u>Plancher terrasse :</u> $0.571 \times 6.44 = 3.677$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 4.9 \times 2.5 = 1.47$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = 0.296$ <u>Acrotère :</u> $0.344 \times 5.25 = 1.806$	3.37	$0.1 \times (3,71)$ $=$ 0.371
	N2	<u>Venant de :</u> N ₁ :3.37 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1.12$	4.49	
Sous le 9 ^e étage	N3	<u>Venant de :</u> N ₂ 4.49 <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 3.455$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.48$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.296$	9.72	$0.371 +$ $(0.15 \times$ $5.655)$ $=$ 0.9335
	N4	<u>Venant de :</u> N ₃ :9.72 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1,12$	10.841	
Sous le 8 ^e étage	N5	<u>Venant de :</u> N ₄10.35 <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 3.455$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.48$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.296$	13.5	1.7922
	N6	<u>Venant de :</u> N ₅ : 13.5 <u>Poteau :</u> $(0.4 \times 0.4) \times 2.5 \times 2.8 = \dots\dots\dots 1.12$	14.62	

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 7 ^e étage	N ₇	<u>Venant de :</u> N ₆14.62 <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....3.455 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....1.48 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.296	17.77	1.89
	N ₈	<u>Venant de :</u> N ₃ :..... <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417		
Sous le 6 ^e étage	N ₉	<u>Venant de :</u> N ₈ <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....3.455 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....1.48 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.296		2.28
	N ₁₀	<u>Venant de :</u> N ₉ :..... <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417		
Sous le 5 ^e étage	N ₁₁	<u>Venant de :</u> N ₁₀ <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....3.455 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....1.48 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.296		2,611
	N ₁₂	<u>Venant de :</u> N ₁₁ :..... <u>Poteau :</u> (0.45×0.45) ×12.8×12.5=.....1.417		

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

Sous le 4 ^e étage	N ₁₃	<u>Venant de :</u> N ₁₂ <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 3.455$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.48$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.296$		2,9
	N ₁₄	<u>Venant de :</u> N ₁₃ :..... <u>Poteau :</u> $(0.45 \times 0.45) \times 12.8 \times 12.5 = \dots\dots\dots 1.417$		
Sous le 3 ^e étage	N ₁₅	<u>Venant de :</u> N ₁₄ <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 3.455$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.48$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.296$		3,17
	N ₁₆	<u>Venant de :</u> N ₁₅ :..... <u>Poteau :</u> $(0.45 \times 0.45) \times 12.8 \times 12.5 = \dots\dots\dots 1.417$		
Sous le 2 ^e étage	N ₁₇	<u>Venant de :</u> N ₁₆ <u>Plancher étage :</u> $0.534 \times 3.75 = \dots\dots\dots 3.455$ <u>Poutre principale :</u> $(0.3 \times 0.4) \times 2.80 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.48$ <u>Poutre secondaire :</u> $(0.3 \times 0.3) \times 1.315 \times 2.5 = \dots\dots\dots 0.296$		3.476
	N ₁₈	<u>Venant de :</u> N ₁₇ :..... <u>Poteau :</u> $(0.5 \times 0.5) \times 2.8 \times 2.5 = \dots\dots\dots 1.75$		

Sous le 1 ^{er} étage	N ₁₉	<p><u>Venant de :</u> N₁₈ <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....3.455 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....1.48 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.296</p>		3.76
	N ₂₀	<p><u>Venant de :</u> N₁₉:..... 45.505 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75</p>		
RDC	N ₂₁	<p><u>Venant de :</u> N₂₀..... <u>Plancher étage :</u> 0.534×3.75=.....3.455 <u>Poutre principale :</u> (0.3×0.4) ×2.80×2.5=.....1.48 <u>Poutre secondaire :</u> (0.3×0.3) ×1.315×2.5=.....0.296</p>		4.027
	N ₂₂	<p><u>Venant de :</u> N₂₁:..... 50.40 <u>Poteau :</u> (0.5×0.5) ×2.8×2.5=..... 1.75</p>	52.15	

Combinaisons des charges :

a)Poteau (40x40) :

- À l'ELU :

$$N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = (1.35 \times 14.62) + (1.5 \times 1.7922) = 22.42t$$

$$N_u = 22.42t$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 14.62 + 1.79 = 16.41 t$$

$$N_s = 16.41 t$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

- **Le rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 ; \quad l_0 = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

- **L'élanement du poteau :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{175}{11.54} = 15.16$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)} = 0.819$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \begin{cases} 0.2\% (b \times h) = 0.002 (40 \times 40) = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8\% (b + h) = 0.8 (40 + 40) = 6.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Nu < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.819 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + 6.4 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 237238,32 \text{ kgf} = 237.328 \text{ tf}$$

$$Nu = 22.42 \text{ tf} < 237.328 \text{ tf}$$

b) Poteau (45x45) :

- **À l'ELU :**

$$Nu = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = (1.35 \times 37,455) + (1.5 \times 3,76)$$

$$Nu = 56.20 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 37,455 + 3,76 = 41,215 \text{ t}$$

$$N_s = 41.215 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration :

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2025}} = 12.99$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 ; \quad l_0 = 280 - 30 = 250 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 250 = 175 \text{ cm}$$

- L'élancement du poteau :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{175}{12.99} = 13.47$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)} = 0.825$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (b - 0.02) (h - 0.02) = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \begin{cases} 0.2\% (b \times h) = 0.002 (45 \times 45) = 4.05 \text{ cm}^2 \\ 8\% (b + h) = 0.8 (45 + 45) = 7.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$Nu < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.825 \left[\frac{1849 \times 250}{1.35} + 7.2 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 303147,16 \text{ kgf} = 303,147 \text{ tf}$$

$$Nu = 56.20 \text{ tf} < 303.147 \text{ tf}$$

c) Poteau (50x50) :

- **À l'ELU :**

$$N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = (1.35 \times 52.15) + (1.5 \times 4.027)$$

$$N_u = 79.18 \text{ t}$$

- **À l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q = 52.15 + 4.027 = 58.402 \text{ t}$$

$$N_s = 58.402 \text{ t}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$

- **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

- Le rayon de giration :

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

- **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 ; \quad l_0 = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

- **L'élançement du poteau :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{238}{14.43} = 16.49$$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2)} = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{16.49}{35})^2)} = 0.813$$

- **La surface réduite :**

$$B_r = (b-0.02) (h-0.02) = 43 \times 43 = 1849 \text{ cm}^2$$

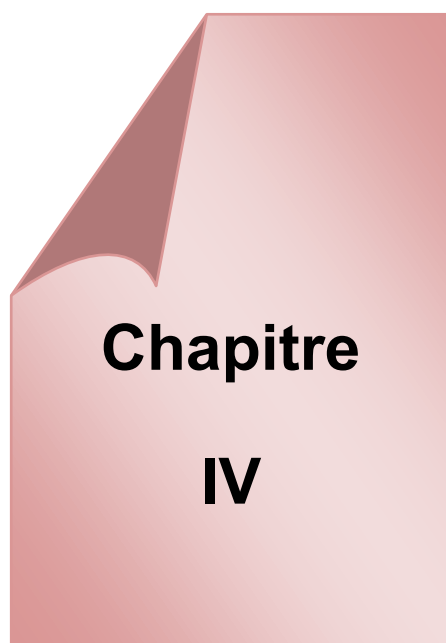
$$A = \max \begin{cases} 0.2\% (b \times h) = 0.002 (50 \times 50) = 5 \text{ cm}^2 \\ 8\% (b + h) = 0.8 (50 + 50) = 8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Chapitre III *DECENTE DE CHARGE*

$$Nu < \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1.35} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.813 \left[\frac{1849 \times 250}{1.35} + 8 \frac{4000}{1.15} \right]$$

$$= 300999.83 \text{ kgf} = 300.99 \text{ tf}$$

$$Nu = 56.20 \text{ tf} < 300.99 \text{ tf}$$



Etude des éléments secondaires

les balcons

IV.3. Etude de balcon:

IV.3.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines considérées encastées dans les poutres d'épaisseur de 15 cm, il est calculé comme un consol et ferrillées en flexion simple.

Le balcon est soumis a une charge permanente G (poids propre), charge concentrée a

L'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

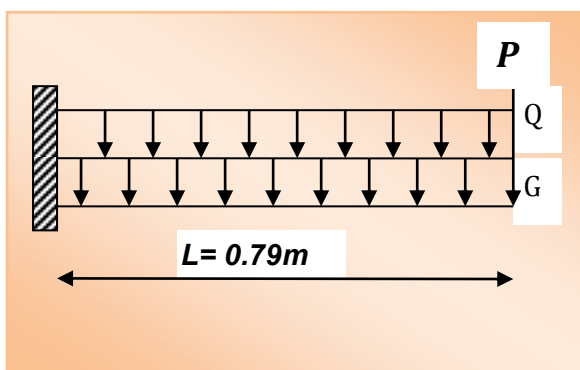
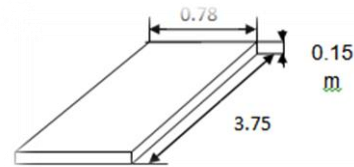


Figure IV-1: Schéma statique de balcon

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable.

$L_x = 0.78$ la petite porté
 $L_y = 3.75$ la grande porté
 $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.78}{3.75} = 0.208 < 0.4$
 la dalle portant dans seul sans (consol)



IV.3.2.Evaluation des charges :

- ✓ **Balcon étage courant :**
- Poids propre : **G=0.639 t**
- $G=2.76 \text{ KN /m}^2$ **mure extérieur**
- Force concentrée due aux poids de mur : **P = 2.76 X 2.5=6.9 KN/m²=0.69 t**
- Surcharge d’exploitations : **Q = 0.35 t**

IV.3.3.Calcul des sollicitations:

M_g	M_q	M_p	T_g	T_q	T_p
0.19	0.10	0.538	0.49	0.27	0.69

Tableau IV-1 : Calcul des sollicitations

IV.3.4.les combinaisons d’action :

Combinaison	Sollicitation	Etage courant
E.L.U.	M_u (t.ml)	1.122
	T_u (t /ml)	1.998
E.L.S.	M_{ser} (t.ml)	0.82

Tableau IV-2 : Les combinaisons d’action du balcon étage courant

IV.3.5. Calcul de ferrailage :

On va calculer le balcon le plus sollicité, celui terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

✓ **Armatures longitudinales :**

- **E.L.U :**

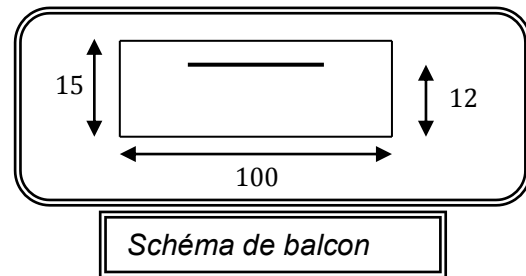


Tableau récapitulatif des résultants :

	$M_{max}(kN.m)$	B	μ	μ_i	α	Z	$A_{calcul} (cm^2)$
Console	1.12	100	0.054	0.392	0.069	11.66	2.76

- **Tableau IV-3:** ferrailage longitudinales du balcon

- **Pourcentage minimale :** BAEL 91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.0025 \times b \times h \Rightarrow A'_{min} = 3.5 cm^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.449 cm^2$$

Tableau récapitulatif des résultants :

	$A_{calcul} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Consol	2.76	1.449	3.5	3.5	3HA12=3.39

Tableau IV-4: Récapitulatif de ferrailage du balcon

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser} = 0.82t.m$$

• **Profondeur de l'axe neutre:**

$$bx^2/2 + 15As'(x-c') - 15As(d-x) = 0 \quad \text{avec } (As'=0)$$

$$bx^2 / 2 - 15As (d-x) = 0$$

$$50x^2 + 50.85 x - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 504.79 \quad \text{d'où } x = 3.02$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15As (d-x)^2 = 100(3.02)^3 / 3 + 15 \times 3.39 (12 - 3.02)^2$$

$$I = 5018.68 \text{ cm}^4$$

Vérification contrainte à l'ELS :

$$K = M_s / I = \frac{0.82 \times 10^5}{5018.68} = 16.33 \text{ Kgf/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = KX; \quad \sigma_{bc} = 16,33 \times 3.02 = 49.31 \text{ Kgf/cm}^2$$

La contrainte de l'acier

$$\sigma_s = KX(d - X) = 442.8 \text{ Kgf/cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)**

On doit vérifier :

- *La réaction R sous Q et G*

$$RG = Gl = 0.639 \times 0.78 = 0,498 \text{ tf}$$

$$RQ = 0.35 \times 0.78 = 0.27 \text{ tf}$$

- *Combinaison à l'ELU :*

$$1.35RG + 1.5RQ = 1.065 \text{ tf}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1065}{1000 \times 120} = 0.065 \text{ Mpa}$$

- *La fissuration est peu préjudiciable :*

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = 0.065 \leq \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (c.v)$$

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{Soit } A_r = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement Entre Les Armatures :**

- **Les armatures longitudinales :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Les armatures transversales :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification :**

$$S_t^1 = 20 \leq \min (3 \times h; 33) = \min (42; 33) \dots\dots\dots (c.v)$$

$$S_t^2 = 20 \leq \min (4 \times h; 45) = \min (56; 45) \dots\dots\dots (c.v)$$

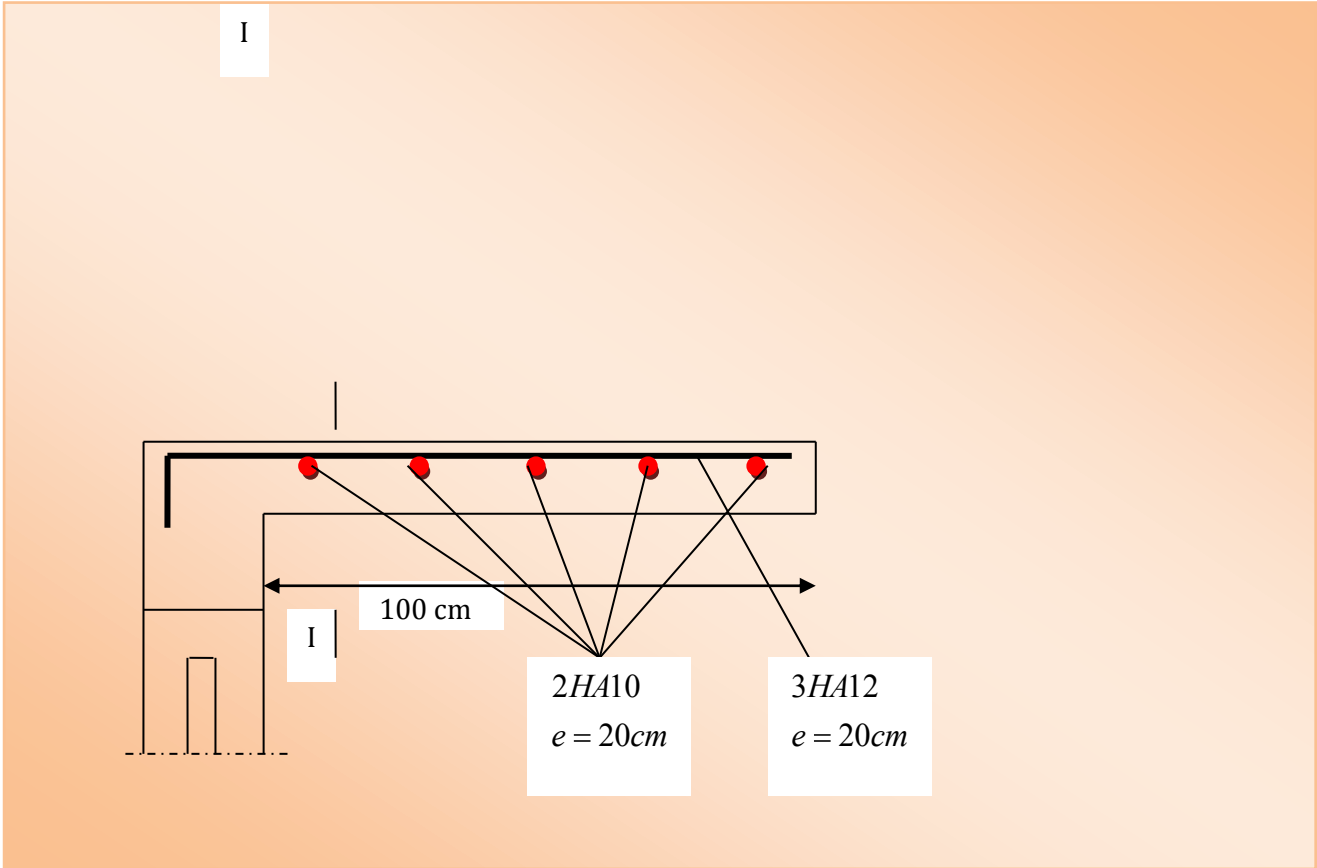


Figure IV -2: ferrailage du Balcon

ETUDE D'ASCENSEUR

IV.4. Etude d'ascenseur :

IV.4.1. Définition :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale permettant le déplacement aux différents niveaux du bâtiment, prévu pour les bâtiments de six étages et plus.

IV.4.2. Les constituants :

- **Cabine :**

Orange de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transport, e

Doit être entièrement fermée par des parois, une planche et un toi

t les seules ouvertures autorisées sont :

- *Les lui servant à l'accès des usages.*
- *Les frappes et porte de secours*
- *Les orifices de ventilation*

- **Etrier :**

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service

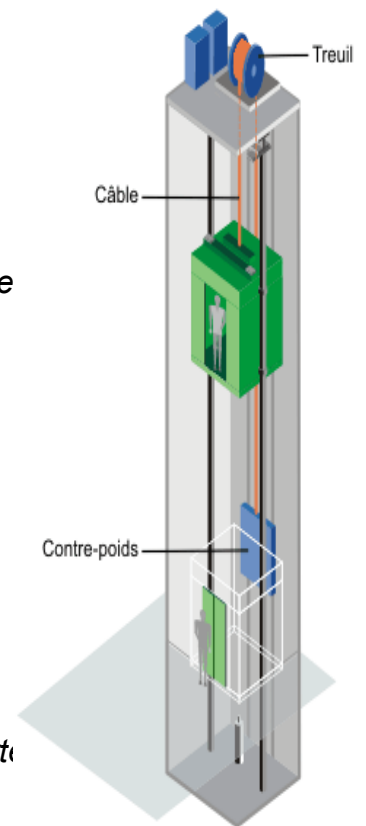
normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au classé de

L'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antivibratoire en caoutchouc,

on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

- **Moteur :**

Ensemble d'orange assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.



- **Contre poids :**

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de façon à équilibrer le poids de la cabine plus 40-50% de la charge utile.

IV.4.3. Caractéristiques de la dalle supportant l'ascenseur (dalle machine) :

Les dalles sont des structures planes armées suivant une ou deux directions reposant

sur des murs ou des poutres, elle supporte un chargement plus important à celui des dalle plancher bureau et commence on terrasse car en plus important à celui des dalles des planchers courant ou plancher bureau et commence on terrasse car en plus

de son poids propre elle reprend le poids de l'ascenseur et ses annexes :

➤ **Détermination de la charge «q» :**

Selon l'entreprise Nationale des Ascenseurs, la charge : $q = \sum_1^{10} \left(\frac{P_i}{S}\right)$

Tels que :

$$\begin{array}{l}
 P_1 = 8400 \text{ Kg} \\
 P_2 = 3200 \text{ Kg} \\
 P_3 = 2000 \text{ Kg} \\
 P_4 = 600 \text{ Kg} \\
 P_5 = 800 \text{ Kg}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 P_6 = 1250 \text{ Kg} \\
 P_7 = 750 \text{ Kg} \\
 P_8 = 1100 \text{ Kg} \\
 P_9 = 1000 \text{ Kg} \\
 P_{10} = 3100 \text{ Kg}
 \end{array}$$

Donc : $q = [(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}) / S]$

$$q = 22200 / 4 = 5550 \text{ kg/m}^2$$

➤ **Pré dimensionnement de la dalle machine :**

Selon «**R.P.A.2003/version 99**» on fait le dimensionnement de la dalle machine par

les conditions suivantes :

- **Condition de résistance a la flexion**

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{253}{50} \leq e \leq \frac{253}{40} \quad ; \quad 5 \leq e \leq 6$$

D'après L.E.N.A (Entreprise National des Ascenseurs $e \geq 25$ cm.

- **Condition de flèche :**

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot Lx^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f'_{max} \frac{Lx}{500}$$

Avec :

Lx : portée du plancher= 2.53 m

E : module d'élasticité différée du béton

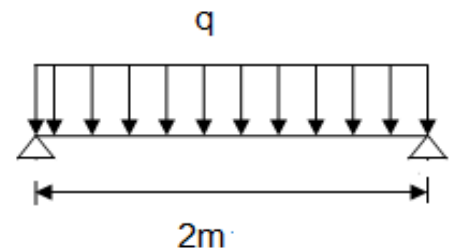
I :moment d'inertie de la section : $I = \frac{b \cdot e^3}{12}$

On adopte : $e = 15$ cm

- **Evaluation des charges :**

- Dalle plein ($e = 15$ cm) ...=375kg /m²
- Enduite de ciment ($e=2$ cm) =40 kg /m²
- Isolation phonique ($e=4$ cm)=16 kg /m²
- Dallage : chape ($e=2$ cm)=44 kg /m²
- Mortier spéciale (médo chape)=66 kg /m²

$$\Sigma \dots = 554 \text{ kg /m}^2$$



2.53

Remarque : Ce médo chape est un mortier spéciale recommandé par les documents par observer les imputes des machine.

Donc : La charge permanente : $G = 6895 \text{ kg /m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg /m}^2$

• **Combinaison d'action :**

➤ **E.L.U.**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

➤ **E.L.S.**

$$q_s = G + Q$$

Calcul Des Moment :

$$\text{On a : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.53}{2.53} = 1 \implies 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Donc : La dalle porte dans les deux sens.

Méthode des règles **B.A.E.L.91** (Annexe E3) : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 $M_y = \mu_y \cdot M_x$

E.L.U. ($\nu=0$)				E.L.S. ($\nu=0.2$)			
μ_x	μ_y	M_x (kg.m)	M_x (kg.m)	μ_x	μ_y	M_x (kg.m)	M_x (kg.m)
0.03	1.00	2179.42	2179.42	0.044	1.00	1970.06	1970.06
6							

Tableau IV-5: Les moments de la dalle machine.

• **Calcul du ferrailage :**

✚ En travée :

M_u^t (kg.m)	μ	A	Z(m)	A_{cal}^t (cm ²)	A_{adp}^t (cm ²)	S_t (cm)
$0.85M_u$ =1089.83	0.014	0.018	0.228	1.37	4HA8=2.01	25

Tableau IV-6: Ferrailage de la dalle machine en travée.

✚ Sur appuis :

M_u^t (kg.m)	μ	A	Z(m)	A_{cal}^t (cm ²)	A_{adp}^t (cm ²)	S_t (cm)
$0.5M_u$ =641.08	0.008	0.01	0.229	0.8	4HA8=2.01	25

Tableau IV-7: Ferrailage de la dalle machine sur appuis

➤ **Condition de non fragilité :**

Selon **B.A.E.L91** (article B.7.4) on a :

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \quad ; \quad \rho_x = \frac{A}{b.d} = \frac{2.01}{100 \times 23} = 0.0009$$

0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haut adhérence de classe FeE400.

$$\frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{2}{2}\right) = 0.0008$$

Donc : $0.0009 \geq 0.0008$C.V.

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement conventionnelle par mètre de dalle :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07.f_cj}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{q_u}{b.d} = \frac{8710.35}{23 \times 100} = 3.79 \text{ kg/cm}^2 = 0.378 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C.V ; donc les armatures transversal ne pas nécessaires .

➤ **Vérification a L'E.L.S.**

▪ **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$b y^2 + 30 A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0 \implies 100 y^2 + 30(2.01) \cdot y - (30 \times 2.01 \times 23) = 0$$

y sera obtenu par résolution de l'équation :

$$100 y^2 + 60.3y - 1386.9 = 0 \implies \mathbf{y = 3.43}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1282.16}{1136.19} = 1.13$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{3.43}{23} = 0.15$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315$$

$$\alpha = 0.15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.315 \dots \text{C.V.}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq 0.062$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq \frac{1282.16}{10 \times 1089.836} = 0.118$
- $\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 23} = 0.00087 \leq 0.0105$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

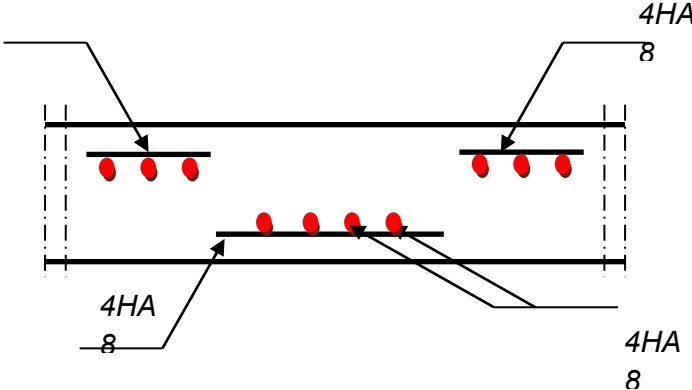


Figure IV-3 Schéma de ferrailage de la dalle machine

Etude de l'acrotère :

IV.5. Etude de l'acrotère :

IV.5.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute.

Il est considéré comme une console encastré à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera composé au niveau de la section d'encastrement pour une base de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable donc ce cas le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

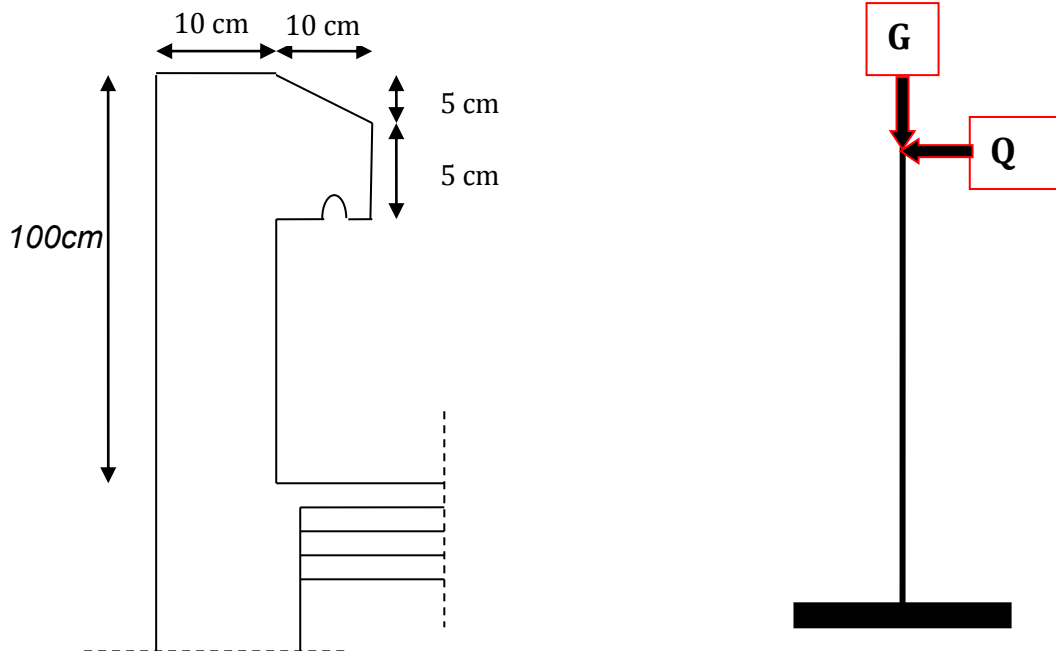


Figure IV-4: Schéma de l'acrotère

IV.5.2.Evaluation Des Charges:

✓ **La surface de l'acrotère:**

$$S_T = (1 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1/2) + (0.1 \times 0.05) + 0.1 + 0.0025 + 0.005$$

$$\Rightarrow S_T = 0.1075 \text{ m}^2$$

✓ **La charge :**

$$G_1 = S_T \times 25 = 2.6875 \text{ KN / ml}$$

$$G_2 = 0.02 \times 18 \times (1 + 0.1 + 0.11 + 0.05 + 0.1 + 0.9) = 0.813 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 3.48 \text{ KN/ml}$$

✓ **La surcharge :**

D'après D.T.R Article BC 2.2 , $Q=1 \text{ KN/ ml}$ (planchers terrasse inaccessible).

✓ **La charge horizontale :**

D'après R.P.A.99/V2003 Article 6.2.3 .page58

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 1, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1.page.38}$$

$$C_p = 0.80 \quad \text{élément en console tableau 6.1, page.58 donc :}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.48 = 1.67 \text{ KN/ml}$$

IV.5.3 Combinaison des charge

CALCUL DES EFFORTS A L' ELU

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 3.48 = 4.69 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1.67 \times 1 = 2.5 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1.67 = 2,5 \text{ kN}$$

CALCUL DES EFFORTS A L' ELS

$$N_S = G = 3.48 \text{ N}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 1.67 = 1.67 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Fp = 1.67 \text{ Kn}$$

IV.5.4 FERRAILLAGE DE LA SECTION DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est sollicitée en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

données :

h : Epaisseur de la section = 10 cm

b : largeur de la section = 100cm

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$, $F_e = 400 \text{ MPa}$

d = h-c = Hauteur utile

c = c' = enrobage = 2 cm

M_F : Moment fictif calculé par rapporte au C.D.G des armatures tendues

Position du center de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.5 \times 10^2}{4.69} = 53.3 \text{ cm} = 0.53 \text{ m}$$

$$\text{On a } e_u = 53. \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

IV.5.6-Calcul en flexion simple et composé :

Calcul en flexion simple :

➤ **Moment fictif:**

$M_f = N_u \times e_f$ avec $e_f = e_u + (h/2 - c) = 4.69 \times [0.53 + (0.1/2 - 0.02)] = 2.62 \text{ KN.m}$

$M_f = 2.62 \text{ KN.m}$

♦ **Calcul de (μ) :**

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

♦ $\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.028$

$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392$, les armatures comprimé n'est pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.028)}) = 0.035$$

$$\mu = 0.028 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\mu = 0.98$$

➤ **ARMATURES FICTIVES:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{2.62 \times 10^5}{0.99 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.95 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est:

$$A_S = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{St}} = 0.95 - \frac{4.69 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.81 \text{ cm}^2$$

III-6-5-Vérification à l'ELU:

a) **Condition de non fragilité :**

D'après B.A.E.L.91.Article.4.2.1.page .22.

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$\underline{A_{\min} = 0.96 \dots 2HA8 \dots AS = 1.01 \text{ cm}^2}$$

✚ **Escarpement entre les armatures:**

$$S_t \leq \text{Min} (3h, 33) \text{ cm} ,$$

$$S_t \leq \text{Min} (30, 33) \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

✚ **Armatures de répartitions:**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_r = 2HA6 \quad A_s = 0.11 \text{ cm}^2$$

• **Vérification :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u \leq \min (0.15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{\max} = 1.5 \cdot Q = 1.5 \text{ KN} . \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 7 \text{ cm}.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa (condition vérifier)}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul à E.L.S :

Les fissurations sont considérées préjudiciables parce que l'acrotère est exposé aux intempéries.

• **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte de la traction des aciers :**

$$\text{La fissuration est préjudiciable : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t})\right)$$

η : Coefficient de fissuration (égal 1.6 pour H.A)

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

• **Détermination du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.67}{3.48} = 0.47 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.47 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_c = e - \frac{h}{2} = 47 - \frac{10}{2} = 42 \text{ cm}$$

Soit : compte tenu des conventions de signes : $c = - 42 \text{ cm}$

Donc les contraintes σ_s et σ_b peuvent être déterminées par l'application des formules (77) de (P.CHARON – exercices)

$$L_c = - 42 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A' = 0$$

$$A = 1.57 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de y_1 et y_2 :**

Pour calculer y_1 et y_2 , on résolve l'équation :

$$y^3 + p \cdot y + q = 0$$

$$* P = -3 Lc^2 - \frac{90 \times A'}{b} (c - c') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

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

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

DONC

$$P = -3 \times (-42)^2 + \frac{90 \times 1.57}{100} \times (8 - (-42))$$

$$P = -5221.35 \text{ cm}^2$$

$$* q = -2c^3 - \frac{90 \times A'}{b} (c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)^2 \quad q = -2 \times (-42)^3 - \frac{90 \times 1.57}{100} \times (8 + (42))^2$$

$$q = 144643.5 \text{ cm}^3$$

$$* y^3 - 5221.35y + 144643.5 = 0$$

Les racines de cette équation qui sont :

$$y_1 = -83.4$$

$$y_2 = 43.84$$

$$y_3 = 39.55$$

On adopte la racine qui on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$Y_2 = 43.84 - (42) = 1.8 \text{ cm}$$

$$Y = Lc + y_{ser}$$

$$I = \frac{b \times y_{ser}^2}{2} + 15[A'(d - y_{ser}) - A(d - y_1)] = \frac{100 \times 1.8^2}{2} + 15(1.57(8 - 1.8))$$

$$S = 308.01$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \times S} = \frac{3480}{100 \times 308.01} = 0.11$$

Alors:

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.11 \cdot 1.8 = 0.19 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 15 \cdot 0.11(8 - 1.8) = 10.23 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Donc comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers a L'E.L.S restant **convenable** pour a L'E.L.U.

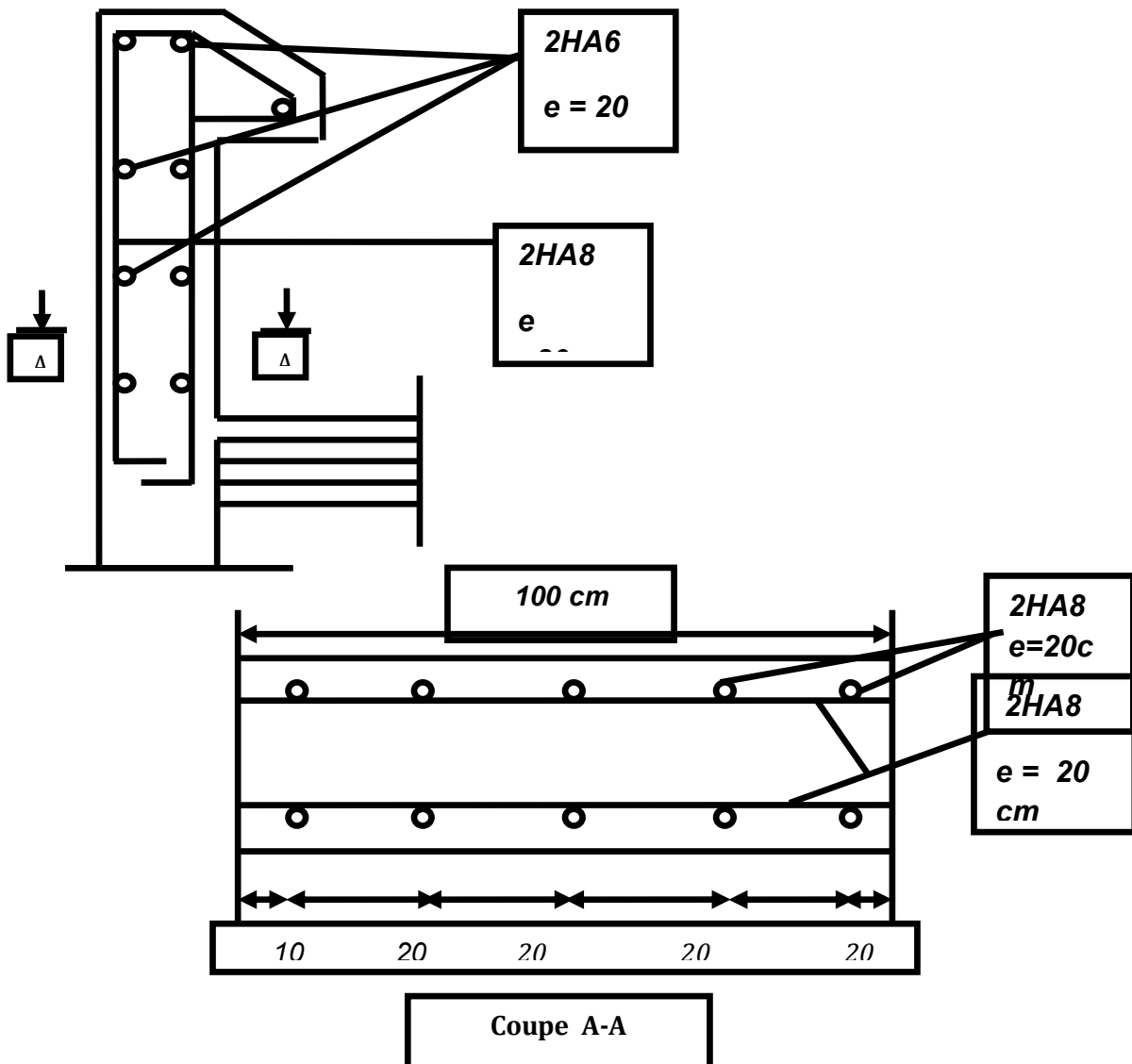


Figure IV-5 : Schéma du ferrailage de l'acrotère

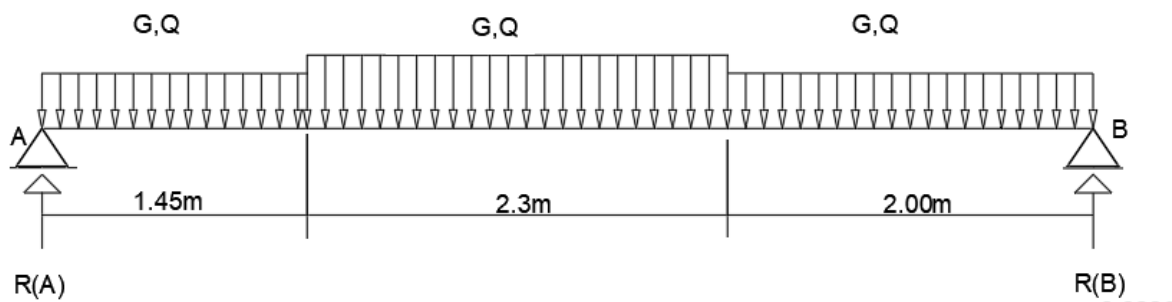
Calcul des escaliers :

Introduction

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques. Donc le calcul d'une volée sera appliqué à l'autre .

Schéma statique :



Calcul des sollicitations :

Combinaison des actions

Section	G(t/m ²)	Q(t/m ²)	Qu (ELU) (t/ml)	Qs(ELS) (t/ml)
Palier	0.8085	0.25	0.9636	0.686
paillasse	0.436	0.25	1.4665	1.0558

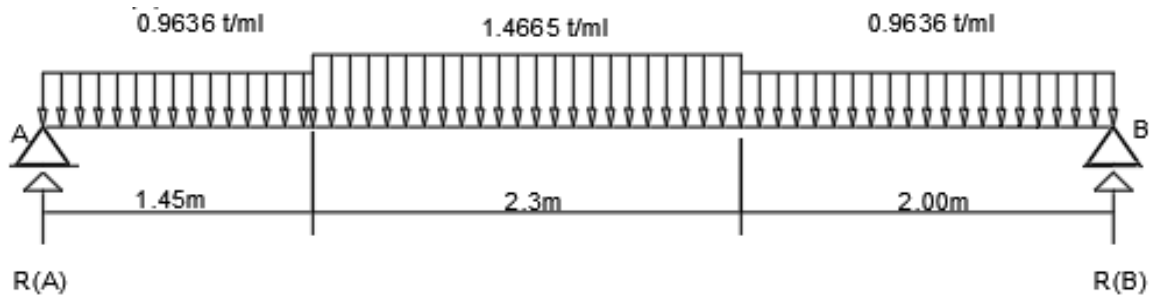
Tableau IV-8- Les charges applique pour la paillasse ePalier

Détermination des efforts

A l'Etat limite ultime :

- Les réactions d'appuis

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et le palier, on fera référence aux Lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + palier) comme une poutre Isostatique partiellement encastrée aux appuis.



- $\sum M / B = 0 \quad R_A = 3,4 \text{ t}$
- $\sum M / A = 0 \quad R_B = 3,3 \text{ t}$

➤ Détermination des efforts

	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant	Mmax (t.m)
1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$	$M(0) = 0$ $M(1,45) = 3,77$	$T(0) = 3,29$ $T(1,45) = 1,89$	4,93t.m
2^e tronçon $0 \leq x \leq 2,3\text{m}$	$M(0) = 3,76$ $M(2,3) = 4,24$	$T(0) = 1,89$ $T(2,3) = -1,48$	
3^e tronçon $0 \leq x \leq 2,00\text{m}$	$M(0) = 0$ $M(2) = 4,66$	$T(0) = 3,29$ $T(2) = 1,37$	

Tableau IV-9-Moment fléchissant et Effort tranchant a ELU

Le calcul se fait en considérant généralement un encastré partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

Moment en travée: $M_t = 0,85 \times M_{(x)}max = 4,19 \text{ t.m}$

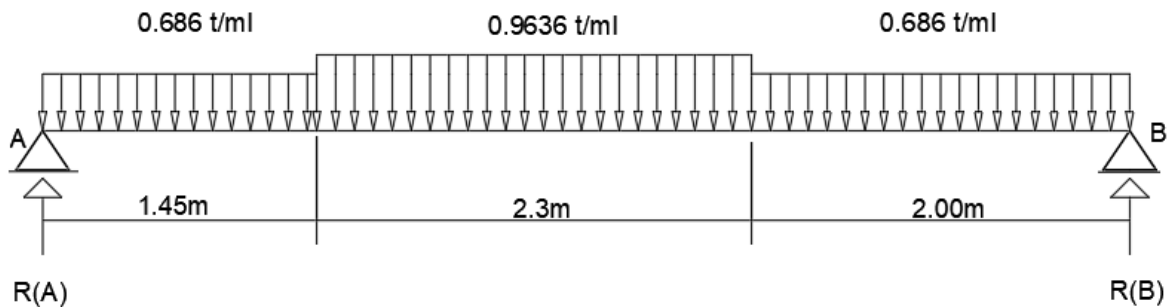
Moment sur appui : $M_a = -0,3 \times M_{(x)}max = -1,26 \text{ t.m}$

Le calcul se fait en considérant généralement un encastré partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

Moment en travée: $M_t = 0,85 \times M_{(x)}max = 4,19 \text{ t.m}$

Moment sur appui : $M_a = -0,3 \times M_{(x)}max = -1,26 \text{ t.m}$.

A l'Etat Limite de Service ELS:



- $\sum M / B = 0$
 $\Rightarrow R_A = 2.32t$
- $\sum M / A = 0$
 $\Rightarrow R_B = 2.26t$

	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant	Mmax (t.m)
1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1.45m$	$M(0) = 0$ $M(1,45) = 2,64$	$T(0) = 3,29$ $T(1,45) = 1,89$	4,93t.m
2^e tronçon $0 \leq x \leq 2,3m$	$M(0) = 2,64$ $M(2,3) = 3,17$	$T(0) = 1,89$ $T(2,3) = -1,48$	
3^e tronçon $0 \leq x \leq 2,00m$	$M(0) = 0$ $M(2) = 3,15$	$T(0) = 3,29$ $T(2) = 1,37$	

Tableau IV-10-Moment fléchissant et Effort tranchant a ELS

La valeur maximale du moment fléchissant tombe dans le 2^e tronçon .

Le calcul se fait en considérant généralement un encastrement partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

Moment en travée: $M_t = 0,85 \times M_{(x)max} = 2,85 t.m$

Moment sur appui : $M_a = -0,3 \times M_{(x)max} = -1,005 t.m$

Etat	Moment en travée (t.m)	Moment en appuis(t .m)
ELU	4,19	1,26
ELS	2,85	1,005

Tableau IV-11- Moment fléchissant en travée et appuis

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait par bande de 1m en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Le calcul des armatures se fait à l'état limite ultime.

$$b=100 \text{ cm} ; h=15\text{cm} ; c =c'=2\text{cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \text{ d}=13 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; FeE400$$

Ferrailage longitudinal :

Les résultats du ferrailage à la flexion simple de la section sont résumés ci-dessus :

	$M_u(\text{t.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_{s\text{calculé}}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{adopté}}$
En travée	4,19	0,17	0,219	12,32	9,77	1,63	10HA12=11,31cm^2
En appuis	1,26	0,06	0,048	13,16	2,75	1,63	3HA10=5HA10=3,93cm^2

Tableau IV-13ferrailage longitudinales d'escalier

Ferrailage transversale (de répartition) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix de l'armature: On choisit 5HA10}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,75}{4} = 0,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choix de l'armature: On choisit 3HA10}$$

Ecartement entre les armatures :

- Travée :

$$St = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow St = 10\text{cm}.$$

- Appuis :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow St = 20 \text{ cm}.$$

Armatures transversale (de répartition) :

- Travée :

$$Ar = \frac{As_{-9,77}}{4} = 2,44 \text{ cm}^2 \text{ On choisit 5HA10}$$

- Appuis :

$$Ar = \frac{As_{-2,75}}{4} = 0,68 \text{ cm}^2 \text{ On choisit 3HA10}$$

Ecartement entre les armatures :

- Travée :

$$St = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm } St=10\text{cm.}$$

- Appuis :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm } St=20\text{cm.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est peu préjudiciable $V_u = 25,30 \text{ KN}$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \quad \text{BAEL 91 (art A.5 .1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{ MPa} = \min(3,33; 4) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{3,29 \cdot 10^4}{1000 \times 135} = 0,24 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

Vérification a l'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = \frac{Ms.x}{I}$$

- L'axe neutre L'axe neutre:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As (d - x) = 0$$

– Moment d’inertie

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A_s(d - x)^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts} \cdot x}{I}$$

	M_s (t.m)	A_s (cm²)	x (cm)	I (cm⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b(MPa)	σ̄_b(MPa)	Vérification
Travée	2,85	11,31	5,28	16357,02	100	15	9,11	15	Vérifié
Appuis	1,005	3,93	3,44	7307,08	100	15	4,59	15	Vérifié

Tableau IV 15 -Vérification de la flèche d’escaliers

Vérification de la flèche :

Il n’est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{575} = 0,026 \leq 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \cdot Mo} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

La première condition n’est pas vérifiée la vérification de la flèche est donc nécessaire.

Le calcul se fera selon la méthode exposée dans le BAEL 91.

D’après le BAEL la flèche totale est : $\Delta \delta t = \delta v - \delta i$

La flèche admissible est $\bar{f} = 0,5 + \frac{l}{1000}$ pour $l \geq 5m$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,075 \text{ cm}$$

$$\delta = \delta v - \delta i = 1,59 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$\delta t < \bar{f}$

Avec : $\delta i = \frac{M_{tser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I \delta i}$ et $\delta v = \frac{M_{tser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I \delta v}$

δi : La flèche instantanée due à l’ensemble des charges permanentes

δv : La flèche de longue durée à l’ensemble des charges permanentes

Plan d'exécution :

Poutre palière :

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

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

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

Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant le RPA99/2003.

Selon CBA93 :

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

$$L = 253 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h$$

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$1-b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2-h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3-h/b \geq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 2.5 = 0.225 \text{ tf/ml}$
- Poids de la maçonnerie : $0,476 \text{ tf/ml}$
- Effort tranchant venant de la volée : $R_A = 3,24 \text{ tf/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 0,25 \times 0,3 = 0,075 \text{ t/ml}$

Combinaison d'actions

$$\text{ELU} : q_u = 1,35.G + 1,5Q + R_A = 4,29 \text{ t/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q + R_A = 3,021 \text{ t/ml}$$

Moment et effort tranchant: méthode forfaitaire :

$L=2,53 \text{ m}$ $q_u=4,29 \text{ t/ml}$ $q_s=3,021 \text{ t/ml}$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \cdot l_0^2}{8} = \frac{4,29 \times 2,53^2}{8} = 3,43 \text{ t.m}$$

Moment en travée : $M_t=0,8 \times M_0$

Moment sur appui: $M_a=-0,3 \times M_0$

Effort tranchant en appui: $T = \frac{q_u \times l}{2}$

ETAT	M_0	$M_a \text{ (t.m)}$	$M_t \text{ (t.m)}$	$T \text{ (t)}$
L'ELU	3,43	-1,03	2,74	5,42
L'ELS	2,41	-0,723	1,93	3,82

Tableau IV 16 -Vérification de la Moment eEffort tranchant

✓ **Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement Vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1 m sur une section rectangulaire ($b \times h$).

$h=30 \text{ cm}$; $b=30 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$;

Vérification à l'ELU:

A. Travée

$M_t \text{ max} = 2,74 \text{ t.m}$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

	$M_u \text{ (t.m)}$	μ	α	$Z \text{ (cm)}$	$A_{s \text{ calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ adopté}}$
En travée	2,74	0,08	0,104	25,87	3,04	0,97	4HA12=4,52cm²
En appuis	1,03	0,03	0,038	26,58	1,11	0,97	3HA10=2,36cm²

Tableau IV 17- ferrailage en travée et en appuis

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.30.27. \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \quad \text{BAEL 91 (art A.5 .1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{MPa} = \min(3,33; 4) \text{MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{5,42.10^4}{300 \times 270} = 0,66 \text{MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

	M_s (t.m)	A_s (cm²)	x (cm)	I (cm⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b(MPa)	σ_b(MPa)	Vérification
Travée	1,93	4,52	9,01	29257,12	30	30	0,59	15	Vérifié
Appuis	-0,723	2,36	6,28	17600,15	30	30	0,25	15	Vérifié

Tableau IV-18-Vérification des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{575} = 0,11 \leq 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \leftrightarrow 0,11 \geq 0,08 \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm} \text{ et } \Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tors} = \frac{M_t.l}{2} = \frac{2,74 \times 2,53}{2} = 3,46 \text{ t.ml}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle due à l'effort tranchant:**

$$\tau_{uf}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_{uf} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{3,46 \cdot 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 0,553 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$(0,553)^2 + (0,24)^2 \leq (2,5)^2 \rightarrow 0,363 < 6,25 \text{ MPa}$$

Ferraillage

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément réparti sur sa longueur, c'est le moment sur appuis de l'escalier.

	M_{tors}(t.m)	b(cm)	h(cm)	A_scalculé(cm²)
Appuis	3,46	30	30	7,95

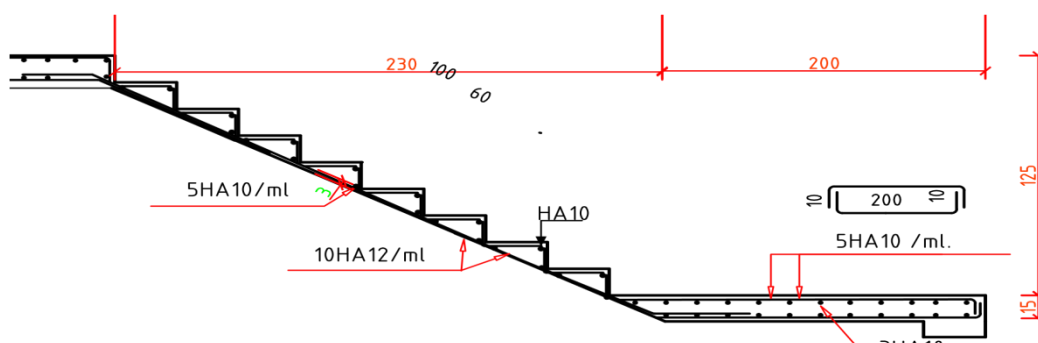
❖ **Ferraillage :**

$$\Sigma A_l = \frac{M_{tors} \times p_0}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,46 \cdot 10^5 \times 100}{2 \times 625 \times 3480} = 7,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{totale} = A_{flex} + A_{tors} = 7,95 + 3,04 = 10,99 \text{ cm}^2.$$

Section d'armature en flexion 4HA12 = 4,52 cm² 3HA 12 cm² en appuis

Section d'armature en torsion = 7,95 cm²



Ferraillage adopté: **8HA14=12,32 cm²** en travée et sur appuis.

Figure 6 : ferraillage de escalier

Etude des planchers :

Définition

Un plancher est un ouvrage en béton formant une plate-forme horizontale séparant deux niveaux successifs.

Fonctions du plancher :

Choix du type de plancher :

Méthode de calcul :

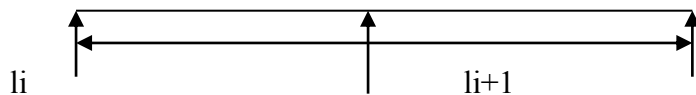
D'une manière générale, les planchers sont calculés à l'aide de deux méthodes. Les planchers selon leurs chargements :

Plancher à surcharges modérées lorsque : $Q \leq (\max (2 \cdot G ; 500 \text{ kgf/m}^2))$.

La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ou celle du revêtement.

Les éléments solidaires ont une section géométrique constante d'une travée à l'autre.

Il faut aussi que le rapport entre les travées continues soit 0.8 et 1.25 ($0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$)

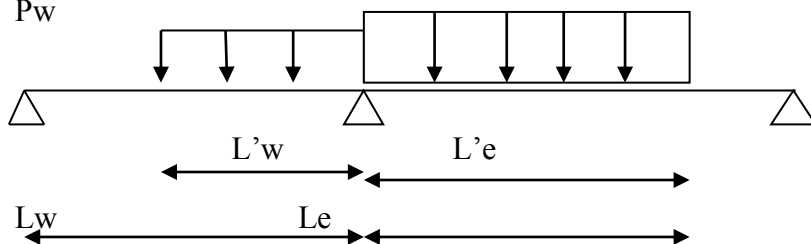


Méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associés à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est la méthode la mieux adoptée pour notre cas.

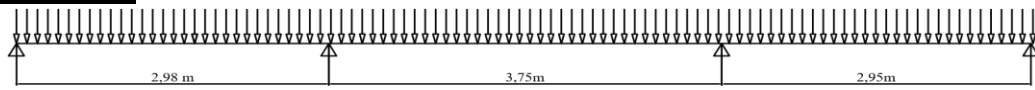
Pe

Pw

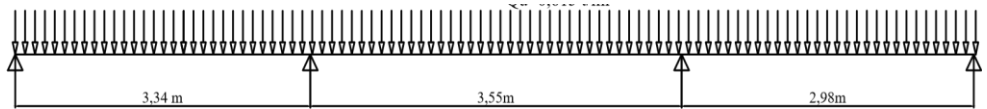


Application de la méthode de CAQUOT :

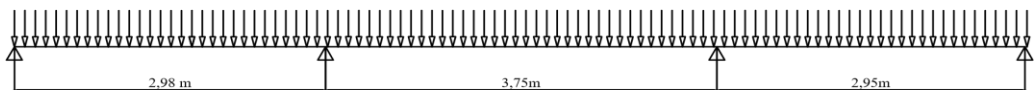
Domaine d'application :



Dans le cas où l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas remplie,

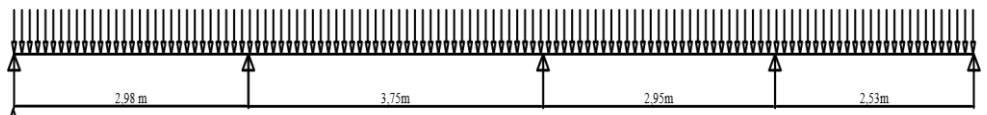


on applique la méthode de Caquot, à condition de multiplier les moments sur appuis dus aux poids propres (M_{wg} , M_{eg}) par un coefficient ($m = 0.7$), les moments en travées sont majorés



en conséquence.

Principe de la méthode de Caquot :



- ✓ La méthode donne uniquement les moments sur appuis
- ✓ Le calcul de ses moments ne tient compte que des charges des travées entourant l'appui considéré.
- ✓ Pour corriger l'hypothèse de l'inertie constante sur toute la travée (qui est en principe variable à cause de la fissure à cause de la fissuration), on introduit des travées fictives (l'_w, l'_e) avec :

- $l' = 1$ Travée de rive
- $l' = 0.81$ Travée intermédiaire
- $l' =$ portée entre nus

Calcul des planchers

Types de poutrelles Type1 : 4travées : Schéma statique de calcul :

Type2 : 4travées : Schéma statique de calcul :

Type 3 : 3Travée : Schéma statique de calcul

type 4 : 3 travées

Calcul des poutrelles:

Combinaisons d'actions :

	Charges		Combinaisons	
	G (t/m ²)	Q (t/m ²)	ELU(t/ml)	ELS (t/ml)
Etage courant	0,534	0,150	0,615	0,444
terrasse				

Type1 :

Détermination des effort :

A L'ELU :

- Moment des appuis de rive

Appui de rive	M ₀ (t.m)	M(t.m)
1	0.682	-0.136
9	0.492	-0 ,120

Tableau IV-5-1-mMoment des appuis de rive

- Moment des appuis intermédiaire

Appuis intermédiaire	L' _w	L' _e	P _w	P _e	M
2	2,68	3,00	0,615	0,615	-0,600
3	3,00	2,36	0,615	0,615	-0,542
4	2,36	2,024	0,615	0,615	-0,353
5	2,024	2,024	0 ,615	0,615	0,296
6	2,024	2,672	0,615	0,615	0,421
7	2,672	2,840	0,615	0,615	0,550
8	2,84	2,502	0,615	0,615	0,522

Tableau IV-5-2-moment des appuis intermédiaire

➤ Moment en travée et effort tranchant

travée	M_w (t. m)	M_e (t. m)	q_u (t /m ²)	l (m)	$x(m)$	M_t (t .m)	t (x=0)	t (x=l)
1-2	0.136	-0,600	0.615	2,980	1,23	0,335	0,761	-1,071
2-3	-0,600	-0,542	0.615	3,750	1,9	0,526	1,165	-1,140
3-4	-0,542	-0,353	0.615	2,950	1,35	0,034	0,840	-0,975
4-5	-0,353	-0,296	0.615	2,530	1,30	0,168	0,800	-0,75
5-6	-0,296	-0,421	0.615	2,530	1,18	0,184	0,730	-0,820
6-7	-0,421	-0,550	0.615	3,340	1,62	0,393	1,000	-1,051
7-8	-0,550	-0,522	0.615	3,550	1,78	0,435	1,100	-1,080
8-9	-0,522	-0,120	0.615	2,780	1,62	0,264	1,000	-0,710

Tableau IV-5-3-Moment en travée et effort tranchant ELU

A L'ELS :

➤ Moment des appuis de rive

Appui de rive	M_0 (t.m)	$M_a=-0.2$ (t.m)
1	0,492	-0.098
5	0,355	-0.071

Tableau IV-5—4 Moment des appuis de rive ELS

➤ Moment des appuis intermédiaire

Appuis intermédiaire	L_w	L_e	P_w	P_e	M_a
2	2.98	3.00	0.615	0.615	-0.23
3	3.00	2.36	0.615	0.615	-0.29
4	2.36	2.024	0.615	0.615	-0.255

Tableau IV-5—5Moment des appuis intermédiaire ELS

➤ Moment en travée et effort tranchant

travée	M_w (t . m)	M_e (t . m)	Q_u (t /m ²)	L(m)	X(m)	M_t (t .m)	T (X=0)	T (X=L)
1-2	-0.098	-0.23	-0.444	2.98	1.39	0.335	0.62	-0.703
2-3	-0.23	-0.29	-0.444	3.75	1.85	0.516	0.814	-0.851
3-4	-0.29	-0.255	-0.444	2.95	1.44	0.168	0.638	-0.66
4-5	-0.255	-0.071	-0.444	2.53	1.1	0.131	0.488	-0.635

Tableau IV-5-6 Moment en travée et effort tranchant

Calcul de la section d'armature :

La table : $\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{largeur} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{hauteur} \end{cases}$

L'âme : $b_0 = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{largeur}$

La section : $h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{hauteur}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$, f_{eE400} , $\sigma_b=14.20\text{MPa}$, $\sigma_s=348\text{MPa}$, $c=c'=3\text{cm}$, $d=17\text{cm}$

	M_u (t.m)	b (cm)	h (cm)	α	Z	c (m)	$A_{s\text{calc}}$ ulé(cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm ²)
Appuis intermédiaires	-0.647	/	20	0,024	16.83	2,5	0.76	0,25	2HA10=1,13cm²
Appuis extrémités	-0.136	/	20			2,5		0,25cm ²	
Travée	0.487	65	20	0,023	16.84	2,5	1,1	1.33cm ²	1HA12=2,26cm²

Tableau IV-5-7 ferrailage

Vérification à l'ELS :

Vérification de la compression dans le béton :

	M_s (KN.m)	x	I	A_s (cm ²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Appuis intermédiaires	0.290	2.93	4494,40	1,13	1,89	15	Vérifier
Appuis extrémités				1,13		15	Vérifier
Travée	0.516	2.95	4494,41	2,26	3,86	15	Vérifier

Tableau IV-5-7 Vérification a ELS

Vérification de l'effort tranchant : (art .A.5,1.1/BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{\tau_{u\max}}{b_0.d} = 6.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{u\max} = 1.315 \text{ t}, b_0 = 12 \text{ cm}, d = 17 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1,315}{12 \times 17} = 6,44 \text{ kg/cm}^2$$

La Fissuration est considérée comme peu préjudiciable :

$$\tau_u = 6,44 \text{ kg/cm}^2 = 0,66 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul des Armatures transversale :

Diamètre : $\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{1,5}; 4\right) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min(20 / 35; 12 / 10) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm} = 5.70 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot \varphi_t}{4} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.57}{4} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : = 2T8 = 1.01 cm² (1 cadre et 1 pingle)

Espacement :

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$
 On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

Plancher terrasse accessible (corps creux):

$$G = 432 \text{ kgf/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kgf/m}^2$$

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

1-Plancher à surcharges modérées :

$$Q \leq (\max 2 \cdot 534 ; 500 \text{ kgf/m}^2) \quad 150 \leq 1068 \text{ kgf/m}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

2- Toutes les travées ont le même moment d'inertie..... vérifiée

3-Fissuration préjudiciable.....non vérifiée

$4-L_i/l_i+1=2.98/3=0.99$ qui n'est dans l'intervalle 0.8 et 1.25... vérifiée

On voit que les conditions 3 et 4 ne sont pas vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Combinaison de charges:**

ELU :

$$Q_u = 0.65(1.35(G)+1.5(Q)) = 0.65(1.35*0.432+1.5*0.150) = 0.525\text{t/m}^2$$

$$Q_u = 0.525\text{t/m}^2$$

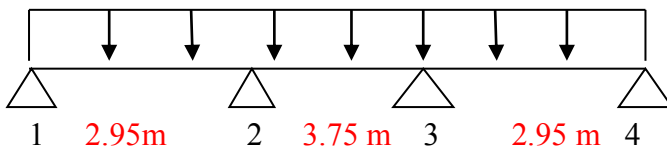
ELS :

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65 (0.432+0.150) = 0.378\text{t/m}^2$$

$$Q_s = 0.378 \text{ t/m}^2$$

✓ **Calcul des moments :**

TYPE 1 : 4 Travées



Les travées intermédiaires :

$$l' = 3.75 * 0.8 = 3\text{m}$$

Calcul à l'ELU :

$$Q_u = 0.525\text{t/m}^2$$

Moment en appuis :

Unités (t.m)	ELU
Ma1	- 0.116
Ma2	- 0.552
Ma3	- 0.546
Ma4	-0.114

tableux1: Moment en appuis

Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELU	Te (ELU)	Tw(ELU)
M ₁₋₂	0.269	-0.929	0.636
M ₂₋₃	0.3270	-0.983	0.985
M ₃₋₄	0. 648	-0920	0.628

Tableux2: moments et des efforts tranchants en travée ELU

Calcul à l'ELS :

$$Q_s=0.378t/m^2$$

Moment en appuis :

Unités (t.m)	ELS
Ma1	-0.083
Ma2	- 0.397
Ma3	- 0.393
Ma4	-0.082

Tableux3: Moment en appuis

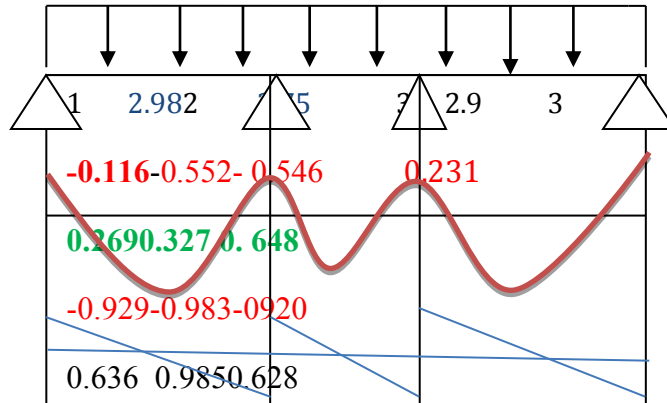
Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELS	Te(ELS)	Tw(ELS)
M ₁₋₂	0.194	-0.668	0.458
M ₂₋₃	0.267	-0.708	0.709
M ₃₋₄	0.186	-0.453	0.662

Tableux4: moments et des efforts tranchants en travée ELS

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

➤ **ELU**



➤ **ELS**

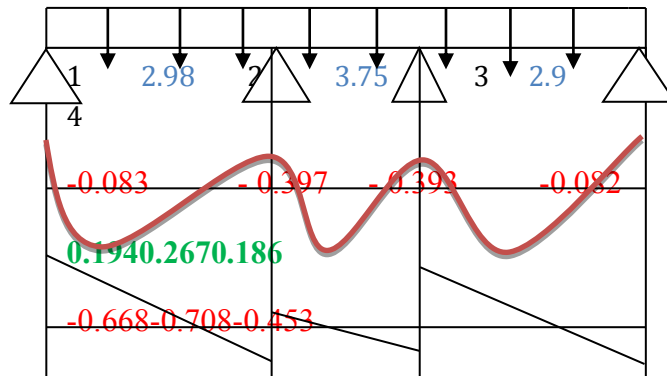
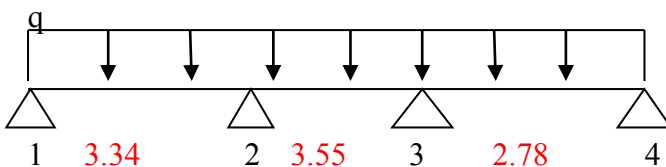


Figure 1 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants (ELU ,ELS)

TYPE 2 : 3 travées (plancher terrasse et les étages courants 1,2,3,4 et 5)



$$l' = 3.55 * 0.8 = 2.84m$$

Calcul à l'ELU :

$$Q_u = 0.525t/m^2$$

Moment en appuis :

Unités (t.m)	ELU
Ma1	-0.126
Ma2	-0.548
Ma3	-0.487
Ma4	-0.101

Tableux5:Moment en appuis

Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELU	Te (ELU)	Tw(ELU)
M ₁₋₂	0.374	-1.01	0.739
M ₂₋₃	0.282	-0.900	0.963
M ₃₋₄	0.228	0.592	0.487

Tableux6: moments et des efforts tranchants en travée ELU

Calcul à l'ELS :

En appuis :

Unités (t.m)	ELS
Ma1	-0.105
Ma2	-0.432
Ma3	-0.351
Ma4	-0.073

Tableux7:Moment en appuis ELS

Moment en travée et effort tranchant

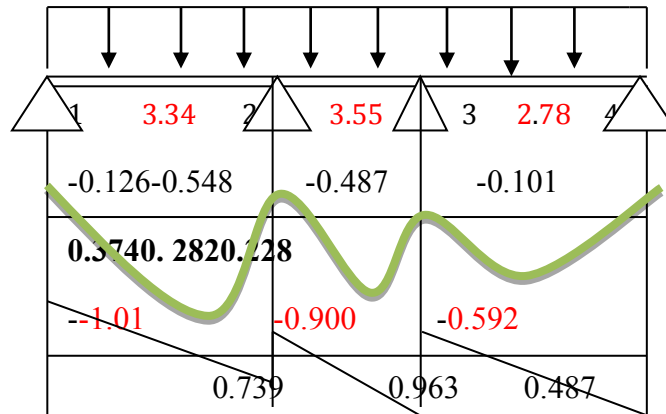
Unités (t.m)	ELS	Te(ELS)	Tw(ELS)
M ₁₋₂	0.270	-0.729	0.533
M ₂₋₃	0.286	-0.699	0.642
M ₃₋₄	0.706	0.156	0.894

Tableux8: moments et des efforts tranchants en travée ELS

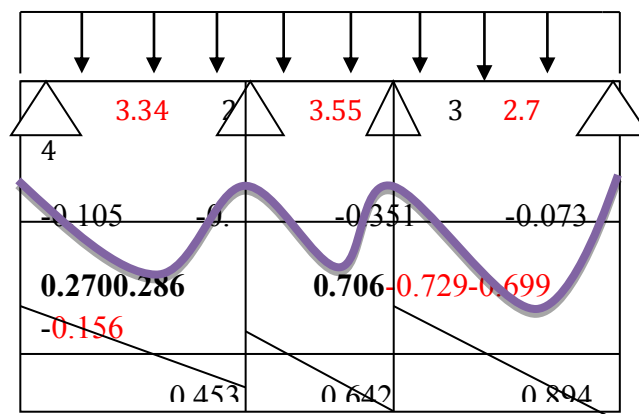
Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

➤ **ELU :**

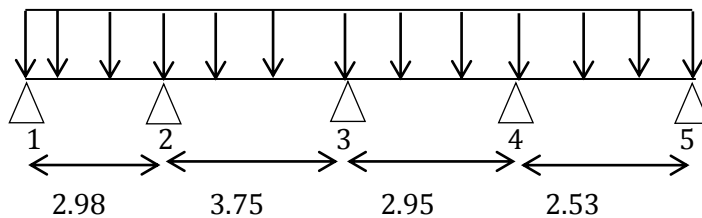
➤



➤ **ELS :**



TYPE 3 : 4 Travées



CALCUL ELU :

Moment en appuis :

Unités (t.m)	ELU
Ma1	-0.116
Ma2	-0.552
Ma3	-0.462
Ma4	-0.370
Ma5	-0.084

Tableux9:Moment en appuis ELU

Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELU	T _e (ELU)	T _w (ELU)
M ₁₋₂	0.286	-0.929	0.635
M ₂₋₃	0.415	-0.960	1.008
M ₃₋₄	0.155	-0.734	0.805
M ₄₋₅	0.204	-0.778	0.550

Tableux10: moments et des efforts tranchants en travée ELU

CALCUL ELS :

Unités (t.m)	ELS
Ma1	-0.083
Ma2	-0.397
Ma3	-0.333
Ma4	-0.266
Ma5	-0.060

Tableux11:Moment en appuis ELS

Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELS	T _e (ELS)	T _w (ELS)
M ₁₋₂	0.194	-0.668	0.458
M ₂₋₃	0.298	-0.692	0.725
M ₃₋₄	0.110	-0.536	0.579
M ₄₋₅	0.147	-0.397	0.559

Tableux12: moments et des efforts tranchants en travée ELS

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

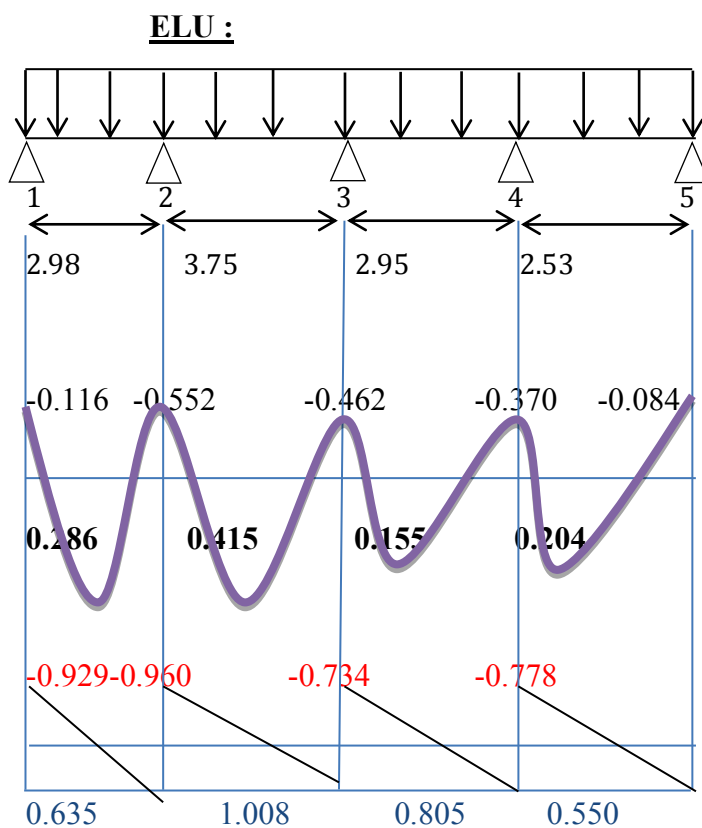
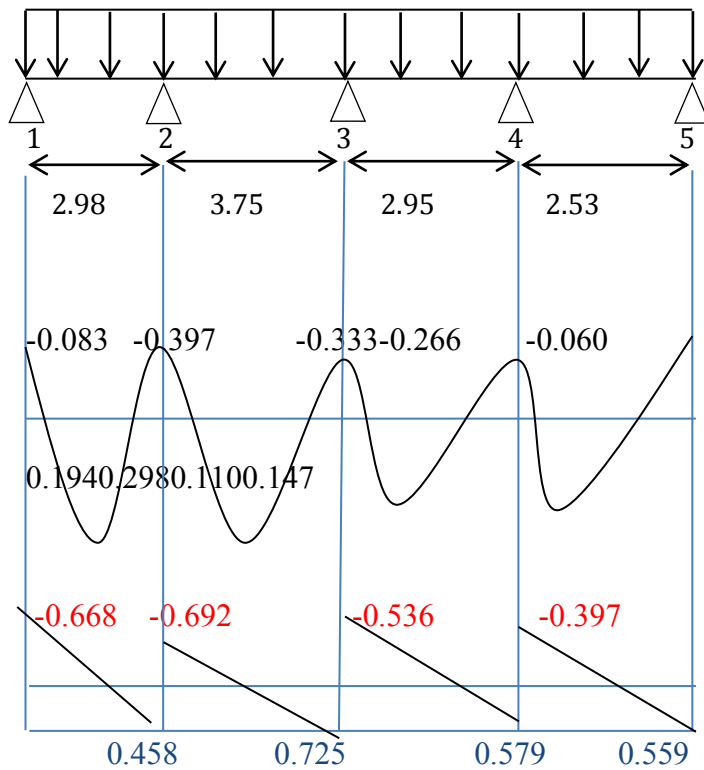
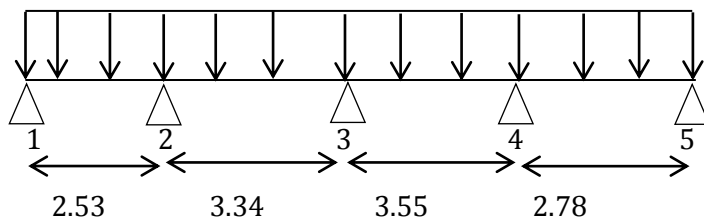


Figure 2 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants (ELU ,ELS)

➤ **ELS :**



TYPE 3 : 4 Travées



$$M_1 = -0.2M_0$$

$$M_2 = -(Q_w * l_w^3 + Q_e * l_e^3) / 8.5 (l_w + l_e)$$

CALCUL ELU :

Moment en appuis :

Unités (t.m)	ELU
Ma1	-0.084
Ma2	-0.418
Ma3	-0.470
Ma4	-0.487
Ma5	-0.101

Tableux12:Moment en appuis ELU

Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELU	Te(ELU)	TW(ELU)
M ₁₋₂	0.184	-0.797	0.531
M ₂₋₃	-0.263	-0.893	0.861
M ₃₋₄	0.360	-0.928	0.935
M ₄₋₅	0.228	-0.502	0.867

Tableux13:Moment en travée et effort tranchant

CALCUL ELS :

Moment en appuis :

Unités (t.m)	ELS
Ma1	-0.06
Ma2	-0.301
Ma3	-0.338
Ma4	-0.351
Ma5	-0.07

Tableux14:Moment en appuis ELU

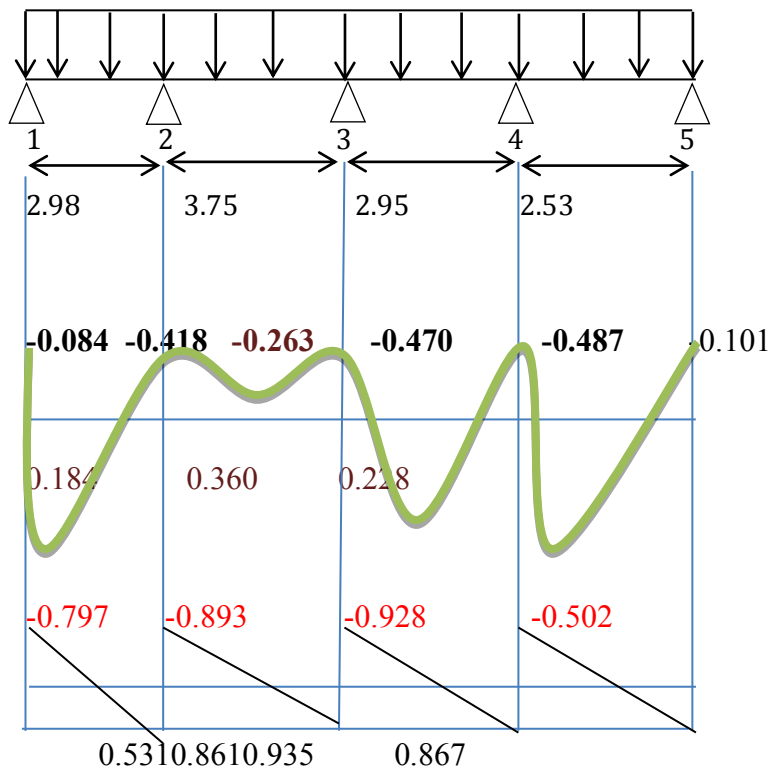
Moment en travée et effort tranchant

Unités (t.m)	ELS	T _e (ELS)	T _w (ELS)
M ₁₋₂	0.133	-0.574	0.382
M ₂₋₃	0.200	-0.646	0.616
M ₃₋₄	0.258	-0.696	0.672
M ₄₋₅	0.166	-0.424	0.626

Tableux15:Moment en travée et effort tranchant

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

➤ **ELU :**



➤ **ELS :**

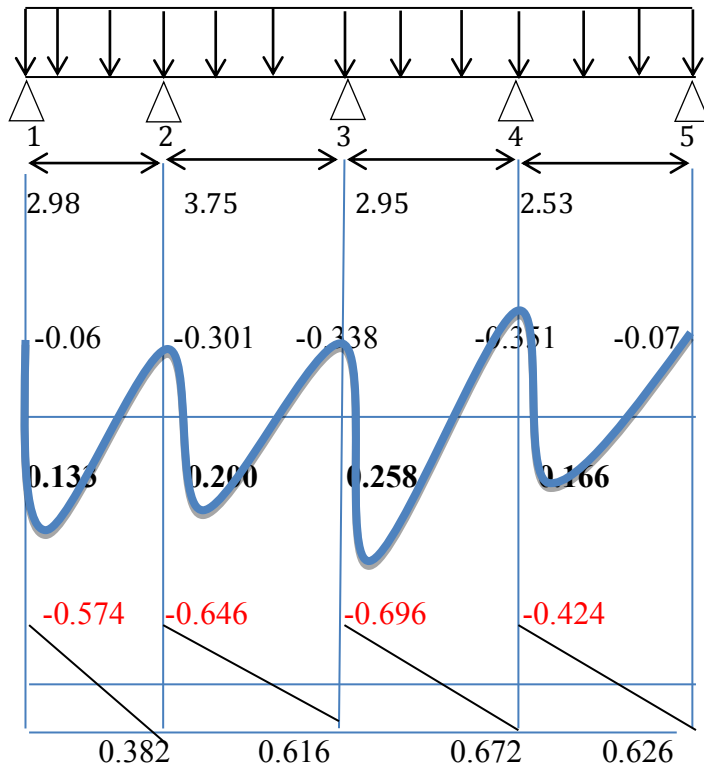


Figure 3 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants (ELU ,ELS)

Calcul de ferrailage :

Pour toutes les files existantes dans les différents niveaux on a essayé d'homogénéiser le Ferrailage d'après l'état de chargement et le schéma, en considérant l'état donnant les sollicitations maximales (M, T).

Calcul de la section d'armature :

La table : $\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{largeur} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{hauteur} \end{cases}$

L'âme : $b_0 = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{largeur}$

La section : $h = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{hauteur}$

	M _u (t.m)	b (cm)	h (cm)	α	Z	c (m)	A _s _{calc} ulé(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s _{adoptée} (cm ²)
En travé	-0.648	65	20	0,030	16.79	2,5	1.10	1.33	2HA10=1,57c m²
En appuis	0.432	/	20	0,113	16.23	2,5	0.76	0.24cm ²	1HA12=2,26cm ²

Tableux15:ferrillage les plancher

Vérification à l'ELS :

Vérification de la compression dans le béton :

	Ms (KN.m)	x	l	As (cm ²)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	Vérification
Appuis	0.432	7.87	5350.73	2.72	1,89	15	Vérifier
Travée	0.706	2.72	8755.88	1.13	3,86	15	Vérifier

Tableux16:Vérification de la compression dans le béton

➤ **Verification de l'effort tranchant:**

$$T_u \max = 1.01 \text{ t} T_{adm} = T_u \max / b_o * d = 1.01 * 10^3 / 12 * 170 = 4.95 \text{ kg/cm}^2 =$$

La fissuration préjudiciable:

$$T_{adm} = \min(0.2 f_c 28 / 1.5; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}).$$

D'où $T_u = 0.495 \text{ MPa} < T_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Les armatures transversales:**

• **Diamètre:**

$$Q_t = \min(h/35 ; b_o/10) = \min(20/35 ; 12/10)$$

$$Q_t = \min(0.57 ; 1.2) = 0.57 \text{ cm} = 5.7 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{2 * \pi * Q_t}{4} = \frac{2 * 3.14 * 5.7}{4} = 0.98$$

Donc on adopte : $A_t = 2 \text{ HA}8 \text{ } A_s = 1.01 \text{ cm}^2$ « lcadre et 1 épingle »

✓ **Escapement:**

Selon BAEL99: $St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(15.3; 40 \text{ cm})$

On adopte $St = 15 \text{ cm}$.

✓ **Verification la flèche:**

$$L = 3.75 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; M_o = 0.432 \text{ t.m}; M_t = 0.648 \text{ t.m}$$

• $h / l \geq 1/22.5$ $5.33 \geq 0.16$vérifiée

• $h / l \geq M_t \text{ ser} / 15 * M_o$ $5.33 \geq 0.10$vérifiée

$A/bd \leq 3.6/fe0.01 \leq 0.01$ Vérifiée

$$0.007 < 0.009 \text{ CV}$$

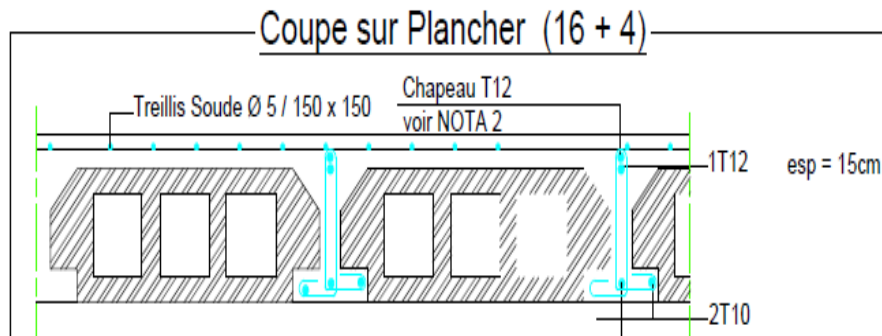
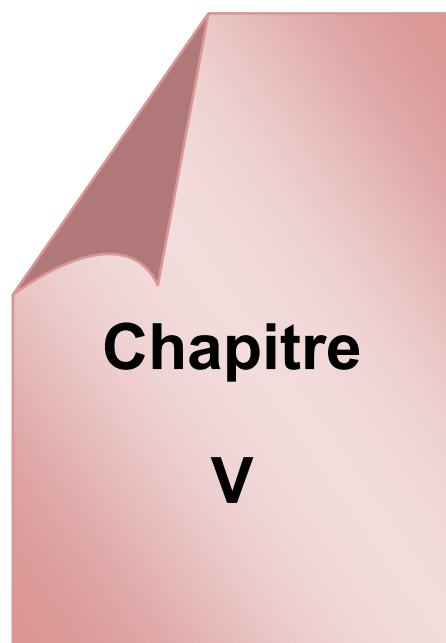


Figure ferrailage de plancher



Etude sismique

Etude sismique

V.1.INTRODUCTION :

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestre appelé aussi la dérive des continents. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principale plaques appelées plaques tectoniques et de plusieurs plaques secondaires

L'une des questions qui se pose est : comment limiter les dommages causés aux constructions par le séisme ; plusieurs études sont faites pour limiter les dégâts provoqués par le séisme, et la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques et techniquement cohérents.

V.1.1. THEORIE SUR LE SEISME :

La connaissance actuel du séisme est telle que; s'il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où ce phénomène va se produire, il est possible d'identifier par analyses et observations les zones à haut risque et d'y construire en conséquences

V.1. 2. LA SISMICITE EN ALGERIE :

En retraçant le phénomène de seime en Algérie au fil de l'histoire; toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques

lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région. Pour placer la côte algérienne dans le contexte des plaques tectoniques.

De ce fait l'Algérie a mis en place un règlement parasismique nécessaire à la conception sismique des structures afin d'améliorer leurs performances et qualité à résister aux séismes.

V 1.3.OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme

. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.CRITERES DE CLASSIFICATION SELON RPA 99 :

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- *ZONE 0 : sismicité négligeable.*
- *ZONE I : sismicité faible.*
- *ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.*
- *ZONE III : sismicité élevée.*

⇒ Dans notre cas, agerl se situe dans une zone de sismicité moyenne

'ZONEIII

- **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social :

- *Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.*
- *Groupe 1B : ouvrages de grande importance.*
- *Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.*
- *Groupe 3 : ouvrages de faible importance.*

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

V3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme*

V.3.1.Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :


Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.


Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99 :

- Le bâtiment au bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur totale HT telle que :
 - $HT \leq 65$ m en zones I et IIa.
 - $HT \leq 30$ m en zone IIb et III.

Dans notre cas (zone IIa) : $HT = 31,76$ m ≤ 65  Condition non vérifiée.

- Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car notre structure ne répond pas aux conditions de cette méthode exigées par RPA99 version 2003, (notre bâtiment est classé irrégulier).  **Donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.**

V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

a. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

a. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

V4.LA MODILISATION DE LA STRUCTURE

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "robot 2017" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

V.4.1.Présentation du logiciel robot 2017 :

Robot est un logiciel qui permet de modéliser en 2D ou en 3D et calculer toutes les structures composées d'éléments barres (poutres, poteaux...) et surfaciques (panneaux). Les calculs peuvent être effectués en analyses linéaires ou non linéaires, statique ou dynamique.

V.4.2 Modélisation :

➤ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite Séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors Représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et

Où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

➤ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers Rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les Masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2

Translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul

Des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non Structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs Doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques Particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de Comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en Compte de sections fissurées.

V.4.2.Spectre de réponse de calcul : RPA 99/version2003 (art 4.13) :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est de "groupe 2" (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **ALGER**(zone III).

Donc : $A=0,25$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=4$ (selon *RPA 99/version 2003, tableau 4.3*).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,4s$).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,1$).

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0	Non	0
Redondance en plan	oui	0	Oui	0
Régularité en plan	oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	non	0.1	Non	0.1

Tableau.IV.5:facteur de qualité

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (10) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G , Q et E).

V.4.3. Analyse modale :

Après la modalisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'analyse modale par **robot 2017** permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure. Le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. **RPA99 /version 2003 (art4.3.4)**.

V.4.4. Nombre des modes considérer (RPA99) :

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures qui ont une influence importante des modes de torsions est donné par la relation suivante: $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.2$ secondes.

N : le nombre de niveau au-dessus de sol et T_K la période du mode K .

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Combinaison des réponses modales

-Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad (4-15)$$

-Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{V} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k V_i^2} \quad (4-16)$$

\mathbf{V} : effet de l'action sismique considéré

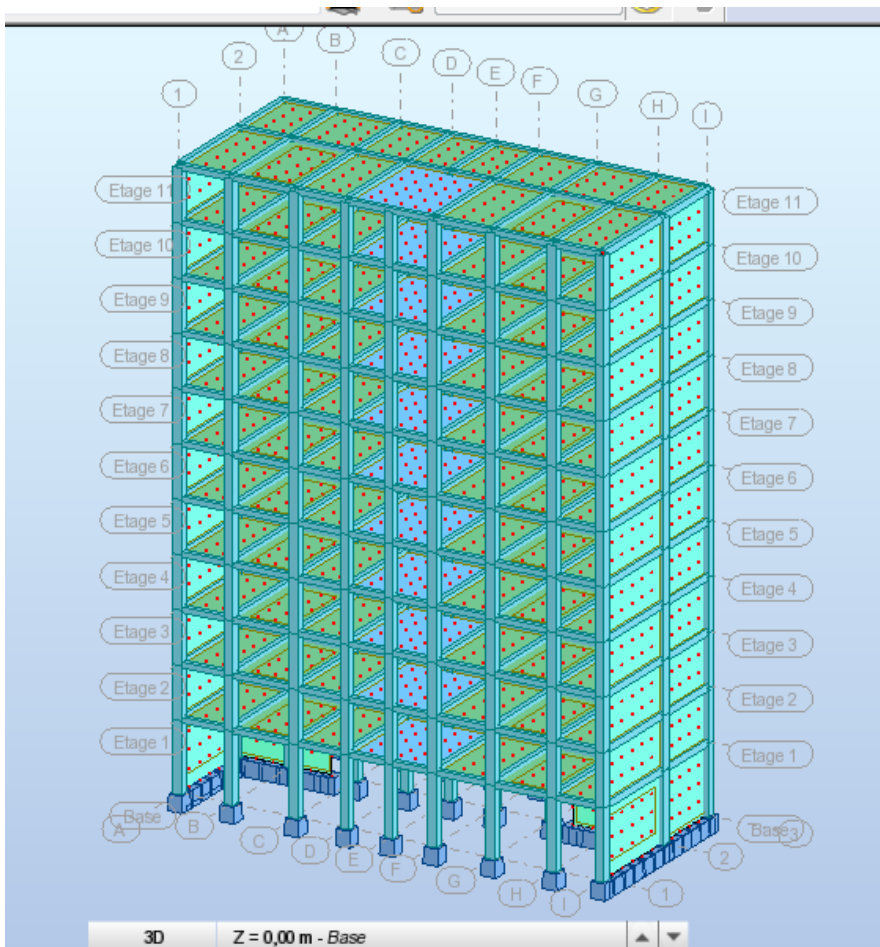
V_i : valeur modale de E selon le mode « i »

\mathbf{K} : nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; V_1 et V_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|V_1| + |V_2|)^2 + \sum_{i=3}^K V_i^2}$$

Modélisation de la structure :



FigureVII-1 :SCHEMA DE LA STRUCTURE EN 3D

Disposition des voiles

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles) comme le montre la figure ci-dessus.

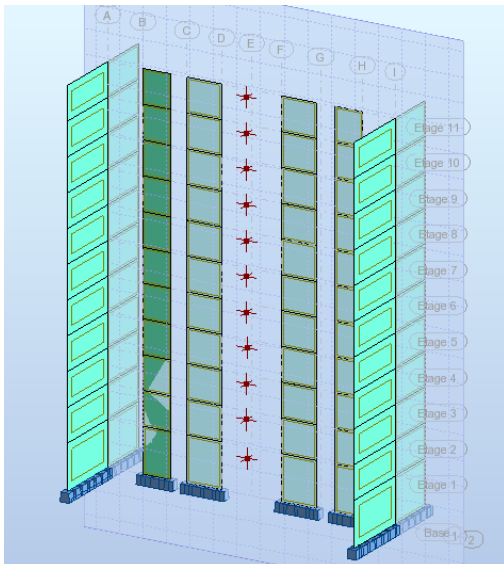
En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en

restant dans le domaine économique et facilement réalisable.

- La position de ces voiles doit être des efforts de torsions préjudiciable pour la structure.

En respectant le choix de l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.



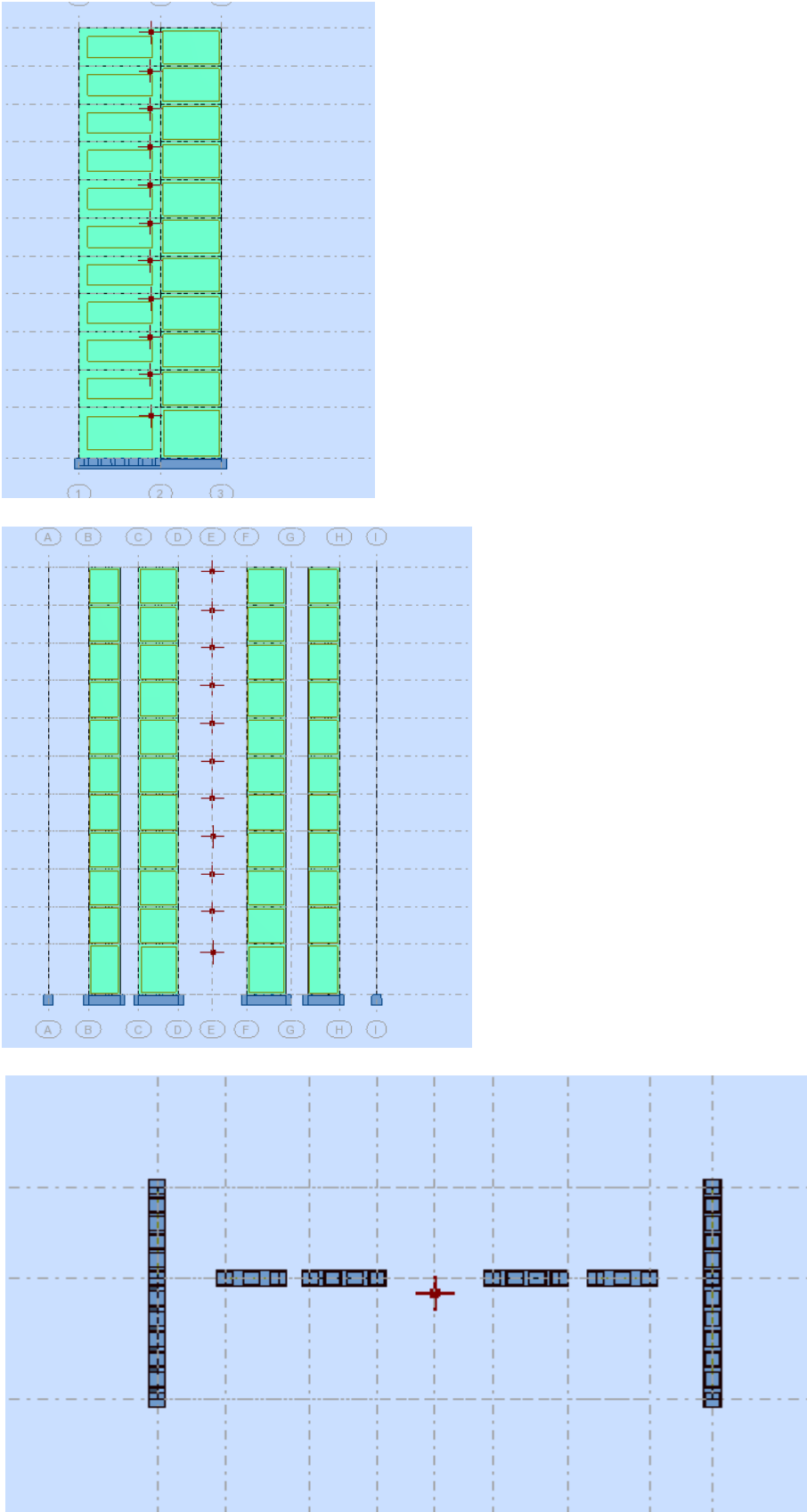


Figure-V-2 Schéma position des voiles

Après avoir rajouté des voiles suivant les deux sens (x et y) nous avons trouvé une période de

$$T=0.56\text{sec}$$

$$T_{\text{calculée}} \leq 1.3T_{\text{théorique}} = 1.3 \times 0.57 = 0.741\text{sec}$$

$$0.56 < 0.741\text{sec} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les modes propres :

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau :

CA	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,56	75,45	0	75,45	0
2	0,35	75,45	69,85	0	69,85
3	0,22	75,49	69,86	0,05	0
4	0,16	89,58	69,86	14,09	0
5	0,1	89,58	89,48	0	19,62
6	0,09	89,58	89,5	0	0,02
7	0,09	89,59	89,5	0,01	0
8	0,08	89,59	89,5	0	0
9	0,08	89,59	89,51	0	0,01
10	0,08	89,59	89,51	0	0
11	0,08	90,78	89,52	1,19	0,01
12	0,08	90,79	89,54	0,01	0,02
13	0,08	90,8	89,57	0,01	0,03
14	0,08	94,62	89,78	3,82	0,21
15	0,08	94,78	93,56	0,17	3,78

Tableau 1 : résultats dynamiques

Ilya 15 modes atteindre 90% de participation des masse modales qui exigée par le RPA99 version 2003

Selon le RPA99 /VERSION 2003 la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques

$$T_{\text{calculée}} \leq 1.3T_{\text{théorique}} = 1.3 \times 0.57 = 0.741 \text{sec}$$

Constatations :

- Une période fondamentale : $T=0,56s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 14^{ème} mode
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation,

Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes

Éventuels, solidaires de la structure

- W_{Qi} : charges d'exploitation • β : 0.2

✓ **Application pour la détermination de l'action sismique à la base :**

✚ vérification de l'effort tranchant à la base

$T_2=0.4\text{sec}$ $T_1=0.15 \text{ sec}$ pour site 2

$R=4$ (portiques contreventés par des voiles)

$W=18982,19\text{KN}$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \eta=0.764 > 0.7.$$

$$T = \min \left\{ CT \cdot H_n^{3/4}; T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \right\}$$

Chapitre V Etude sismique

Pour notre cas et dans le sens longitudinal de la structure :
 $D=24.41\text{m}$; $HN=31.76$ $CT=0.05$ contreventement assure par voile BA.

$$T=\min(0.66 ; 0.57) \quad T=0.57 \text{ sec}$$

Puisqu'on a $T_2 \leq T \leq 3$, on aura $D_x=2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$$D_x=2.2$$

Dans le sens transversal de la structure :

$$D=10.5 ; HN=31.76$$

$$T=(0.66 ; 0.88) \quad T=0.66$$

Puisqu'on a $T_2 \leq T \leq 3$, on aura $D_x=2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

$$D_y=2.2$$

$$V = (A \cdot D \cdot Q \cdot W) / R$$

$$V_x = (0.25 \cdot 0.882 \cdot 1.1 \cdot 18982,19) / 4 = 1151,03\text{KN}$$

$$V_y = (0.25 \cdot 0.882 \cdot 1.1 \cdot 18982,19) / 4 = 1151,03\text{KN}$$

l'effort tranchant statique	
A	0,25
D	2,20
Q	1,1
W (KN)	18982,19
R	4
Vst (KN)	2871,06
80% Vst (KN)	2296,84

l'effort tranchant dynamique Vd (KN)		
l'effort tranchant dans le sens X	3007,77	oui
l'effort tranchant dans le sens Y	2985,87	OUI)

Tableau 2 : vérification de l'effort tranchant à la base

➤ **Vérification de l'effort normal réduite :**

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $V = N_d/B_c \cdot f_{c28} < 0.3$

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par Robot Millenium

B_c : section brute du poteau.

✚ **Effort normale réduite pot 50*50**

Nmax	1288,45	KN
a	500	mm
b	500	mm
fcj	25	Mpa
ψ	0,20615	OK

✚ **Effort normale réduite pot 45*45**

Nmax	924,39	KN
a	450	mm
b	450	mm
fcj	25	Mpa
ψ	0,1826	OK

✚ **Effort normale réduite pot 40*40**

Nmax	353	KN
a	400	mm
b	400	mm
fcj	25	Mpa
ψ	0,08825	OK

Tableau 3:Tableau de vérification de l'effort réduite

➤ **Vérification de déplacements latéraux enter-étages :**

Chapitre V Etude sismique

C'est une des vérifications préconisées par le RPA99/2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Où ;

Δ_k : correspond au déplacement relatif du niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k)

δ_k : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x ; (de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

R : coefficient de comportement.

Le logiciel ROBOT donne directement les valeurs suivantes : δ_{ek}

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : **G+Q+**

SELON EX

a/Entre etage:

Etage	Hauteur etage [m]	dr UX [cm]	dr UX [m]	vérification
1	3,76	0,439	0,00439	OK
2	2,8	0,595	0,00595	OK
3	2,8	0,723	0,00723	OK
4	2,8	0,791	0,00791	OK
5	2,8	0,814	0,00814	OK
6	2,8	0,803	0,00803	OK
7	2,8	0,766	0,00766	OK
8	2,8	0,712	0,00712	OK
9	2,8	0,647	0,00647	OK
10	2,8	0,582	0,00582	OK
11	2,8	0,504	0,00504	OK

b/Au sommet de structure:

Etage	Hauteur totale [m]	UX [cm]	UX [m]	vérification
11	31,76	7.376	0.07376	OK

Tableau 4: Tableau de vérification de de déplacements selon EX

SELON EY

a/Entre etage

Etage	Hauteur etage [m]	dr UY [cm]	dr UY [m]	vérification
1	3,76	0,086	0,00086	OK
2	2,8	0,113	0,00113	OK
3	2,8	0,14	0,0014	OK
4	2,8	0,163	0,00163	OK
5	2,8	0,183	0,00183	OK
6	2,8	0,198	0,00198	OK
7	2,8	0,208	0,00208	OK
8	2,8	0,215	0,00215	OK
9	2,8	0,217	0,00217	OK
10	2,8	0,215	0,00215	OK
11	2,8	0,201	0,00201	OK

b/Au sommet de structure:

Etage	Hauteur totale [m]	UY [cm]	UY [m]	vérification
11	31,76	1,94	0,0194	OK

Tableau 5: Tableau de vérification de de déplacements selon EY

➤ **Vérification de L'EFFET P-Δ**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

SELON EX

Etage	P _K [KN]	dr UX [cm]	dr UX [m]	V _K [KN]	Hauteur etage [m]	θ	vérification
1	-18615,17	0,439	0,00439	2528,01	3,76	-0,008597356	OK
2	-16916,21	0,595	0,00595	2489,73	2,8	-0,01443809	OK
3	-15262,43	0,723	0,00723	2414,19	2,8	-0,016324222	OK
4	-13608,66	0,791	0,00791	2304,56	2,8	-0,016681911	OK
5	-11963,11	0,814	0,00814	2163,64	2,8	-0,016074056	OK
6	-10309,33	0,803	0,00803	1986,65	2,8	-0,014882181	OK
7	-8655,56	0,766	0,00766	1771,93	2,8	-0,013363473	OK
8	-7001,78	0,712	0,00712	1522,63	2,8	-0,011693272	OK
9	-5348,01	0,647	0,00647	1241,45	2,8	-0,009954266	OK
10	-3694,24	0,582	0,00582	921,25	2,8	-0,008335133	OK
11	-2040,46	0,504	0,00504	545,52	2,8	-0,00673271	OK

Tableau 6 : Vérification de l'effet P-delta selon e

SELON Ey

Etage	P _K [KN]	dr UY [cm]	dr UY [m]	V _K [KN]	Hauteur etage [m]	θ	vérification
1	-18615,17	0,086	0,00086	1576,49	3,76	-0,002700762	OK
2	-16916,21	0,113	0,00113	1547,64	2,8	-0,004411167	OK
3	-15262,43	0,14	0,0014	1493,88	2,8	-0,005108319	OK
4	-13608,66	0,163	0,00163	1421,61	2,8	-0,005572685	OK
5	-11963,11	0,183	0,00183	1336,3	2,8	-0,005851042	OK
6	-10309,33	0,198	0,00198	1236,92	2,8	-0,005893808	OK
7	-8655,56	0,208	0,00208	1120,27	2,8	-0,005739549	OK
8	-7001,78	0,215	0,00215	981,85	2,8	-0,005475752	OK
9	-5348,01	0,217	0,00217	815,81	2,8	-0,005080482	OK
10	-3694,24	0,215	0,00215	613,58	2,8	-0,004623111	OK
11	-2040,46	0,201	0,00201	365,5	2,8	-0,004007548	OK

Tableau 7: Vérification de l'effet P-delta selon ey

➤ **Vérification de l'excentricité**

$e \leq 5\%Lx$

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]	15%*Lx[m]	15%*Ly[m]	vérification ex	vérification ey
1	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
2	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
3	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
4	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
5	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
6	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
7	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
8	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
9	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
10	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK
11	24,41	10,5	1,22	0,53	3,6615	1,575	OK	OK

Tableau 8 : Vérification de l'excentricité

V.5. Conclusions :

- Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).
- Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.
- La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.
- *Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.*
- Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.



Ferraillage des éléments résistant

Calcul des éléments structuraux :

Introduction :

Les éléments dit structurels sont les éléments porteurs qui assurent la stabilité du bâtiment, ils interviennent dans la résistance face à l'action sismique et dans la répartition des différentes actions au sein de la structure.

Notre ouvrage à une ossature auto stable, sa structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Le calcul est fait selon les règles du BAEL 91 modifiées 99, et aussi au RPA 99 / version 2003 et avec l'aide du logiciel Robot Structural Analysis qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. On considère le cas le plus défavorable pour le ferraillage,.

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.

Ferraillage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Calcul du ferraillage :

Les poutres sont sollicité en flexion simple avec de cet fait un moment fléchissant et un effort tranchant.

❖ Ferraillage à l'ELU :

- armatures longitudinales : et vérifié selon les

Le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales. Il est obtenu des résultats du logiciel Robot Structural Analysis.

Le ferraillage est fait selon les règle du BAEL 91 modifié 99 et vérifié selon les recommandations du RPA 99 version 2003

- Armatures transversales :

L'effort tranchant permet la détermination des armatures transversales.

❖ Vérifications à l'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

- Vérification de l'état de déformation : la flèche.

Ferrailage des poutres principales :

Les valeurs des moments de flexion maximales sont portées dans le tableau ci-dessous

Section (cm ²)	ELU		ELS	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)
30×40	63,07	-111,59	45,11	-79,84

TableauVI :1-des moments a poutre principale

Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} \geq 1,3 \text{ cm}^2$$

Condition du RPA 99 / version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \begin{cases} 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 & \dots \dots \dots \text{zone courante} \\ 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 & \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

	Sections de la poutre (cm ²)	Section d'armature		
		A _{Scalculé} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A _{Sadoptée} (cm ²)
travée	30 × 40	5,36	6	5HA14=7,70cm²
Appui		10,08	6	6HA16=12,06cm²

TableauVI :2-férrailage armature longitudinal

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u \leq \overline{T_u} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$V_u = 95,5 \text{ KN}$$

$$\overline{T_u} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min (3,33 ; 5\text{MPa})$$

$$\overline{T_u} = 3,33\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,88\text{MPa}$$

$$T_u = 0,88\text{MPa} < \overline{T_u} = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l \right) = \min(11,43 ; 30 ; 14)$$

$$\emptyset_t \leq 11,43 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

L'espacement d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset \right) = \min (10; 19,2) = 10$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

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

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(32,4 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 32,4 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 4000}{1,15 \times 30 (8,80 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 83,89 \text{ cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 83,89 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm} \Rightarrow S_{t3} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(33,3 ; 41,12 ; 67) \Rightarrow S_t \leq 33,3 \text{ cm}$$

Alors : **S_t = 20 cm**

Section minimale des armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend \Rightarrow HA8 = 2,01 cm²

Longueur de recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone III est de : 50 Ø

$$\text{Pour } \varnothing = 14 \Rightarrow L_r = 50\varnothing_l = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 16 \Rightarrow L_r = 50\varnothing_l = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts} \cdot u}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

	Mtser (KN.m)	I (cm ⁴)	x (cm)	As (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Vérification
Travée	45,11	71514,65	13,23	7,7	8,345	15	Vérifiée
Appui	-79,84	84496,22	14,64	10,05	13,83	15	Vérifiée

Tableau VI :3 Vérification à l'ELS

❖ Vérification vis-à-vis des déformations :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{40}{600} > 0,025 \leftrightarrow 0,0666 > 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.Mo} \leftrightarrow 0,066 > \frac{45,11}{10.171,36} \leftrightarrow 0,066 > 0,0263 \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \leftrightarrow \frac{7,7}{30.36} < \frac{4,2}{400} \leftrightarrow 0,0071 < 0,0105 \end{array} \right.$$

Ces conditions étant vérifiées il est donc pas nécessaire de vérifié la flèche.

Détail de calcul :

❖ Ferrailage à l'ELU :

– En travée :

$$M_{ut} = 63,07 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{63,07.10^6}{3000.3600^2.14,2} = 0,114$$

$$\mu = 0,114 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s'=0)$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114}}{0,8} = 0,151$$

$$Z = d(1 - 0,4.\alpha) = 36(1 - 0,4 \times 0,151) = 33,81 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.\sigma_s} = \frac{63,07.10^6}{338,1 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{travée}} = 5,36 \text{ cm}^2$$

– En appuis

$$M_{ut} = -111,59 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{111,59.10^6}{300 \times 360^2 \times 14,2} = 0,20$$

$$\mu = 0,20 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s'=0)$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2}}{0,8} = 0,28$$

$$\alpha = 0,28$$

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 36(1 - 0,4 \times 0,28) = 31,98 \text{ cm}$$

$$Z = 319,8 \text{ mm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{112,23 \cdot 10^6}{319,8 \times 348} = 10,08 \text{ cm}^2$$

$$As_{appui} = 10,08 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \geq 1,3 \text{ cm}^2$$

Condition du RPA 99 / version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \begin{cases} 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 & \dots \dots \dots \text{zone courante} \\ 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 & \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

❖ Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mts \cdot v}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

l'axe neutre L'axe neutre:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As (d - x) = 0$$

$$\frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 8,04 \cdot (36 - x) = 0$$

$$15 \cdot x^2 + 120,6 \cdot x - 4341,6 = 0$$

$$x = 13,46 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A_s(d - x)^2$$

$$I = 126960,61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts} \cdot v}{I} = \frac{56,81 \cdot 10^2 \times 134,6}{126960,61} = 6,02 \text{ MPa}$$

$$8,92 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} .$$

Plan d'exécution :

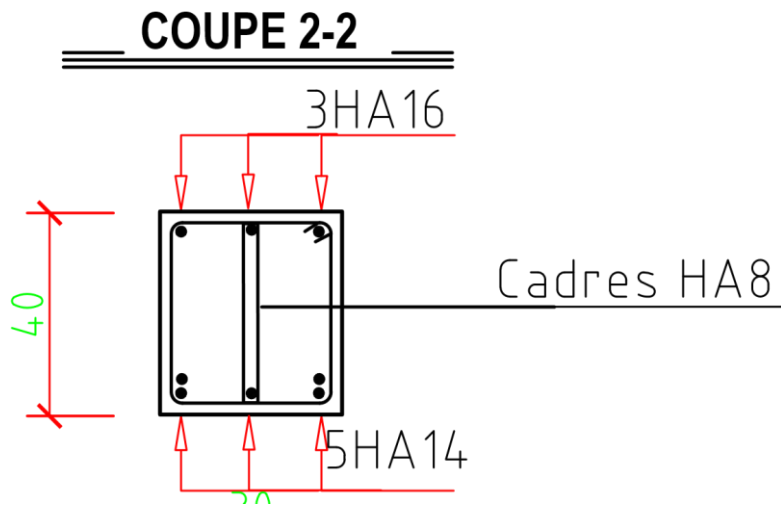


Figure 9-Section ferrailé de la poutre principale en travée.

COUPE 2a-2a

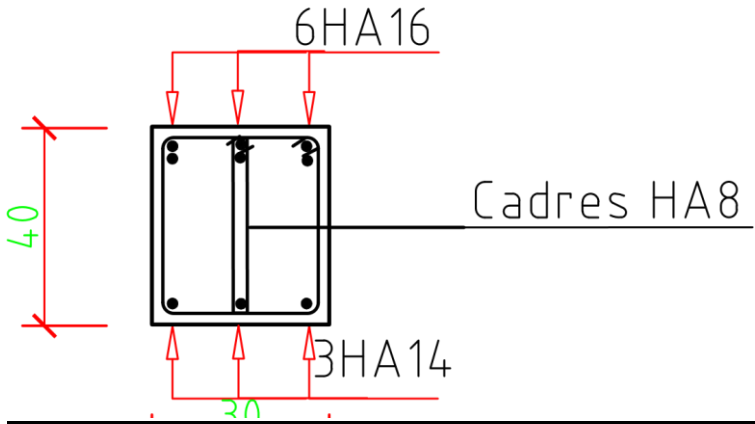


Figure 10-Section ferrailé de la poutre principale en appuis

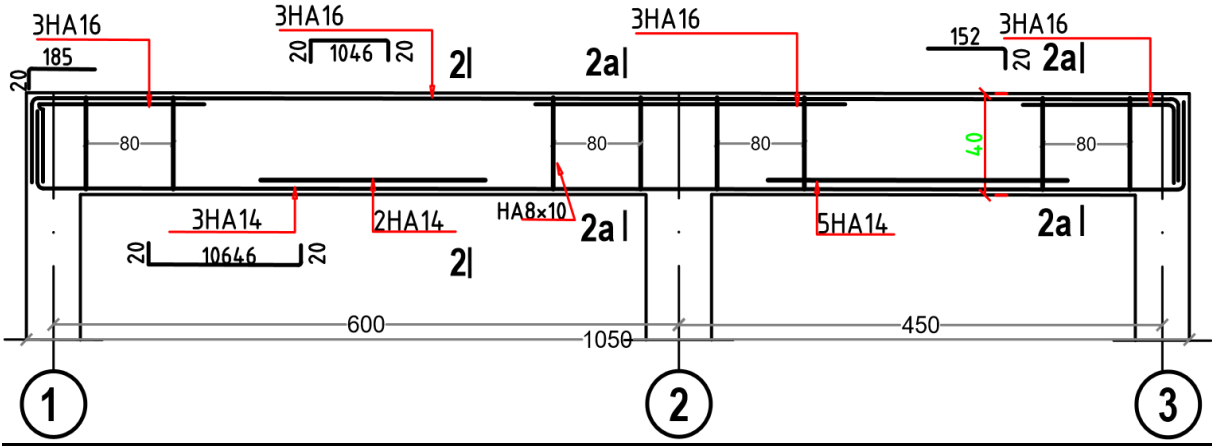


Figure 11-Vue longitudinale de la section de la poutre principale

Ferrailage des poutres secondaires :

Le calcul du ferrailage des poutres principales se fera suivant le même principe que le calcul des poutres secondaires.

Les moments maximum sont donnés par le logiciel Robot (version 2017)

Section (cm ²)	ELU		ELS	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)
30×30	20,26	-26,14	14,64	-19,01

TableauVI :4des moments a poutres secondaire

* **Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h = 0,30 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,27 \text{ m}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$\mu = 0,065$

$\alpha = 0,084$

$Z = 26,09 \text{ cm}$

– Condition du RPA 99 / version 2003 :

La section minimale :

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5.10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

La section maximale :

$A_{max} = \begin{cases} 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante} \\ 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$

	Sections (cm ²)	Section d'armature			
		A _{Scalculé} (cm ²)	A _{Smin} (BAEL) (cm ²)	A _{Smin} (RPA) (cm ²)	A _{Sadoptée} (cm ²)
travée	30 × 30	1,62	1,3	6	4HA14=6,16cm²
Appui		2,09	1,3	6	4HA16=8,04cm²

TableauVI :5-ferrailage armature longitudinal

Vérification à L'ELS :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte dans le béton doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec $\sigma_{bc} = \frac{M_{ts.v}}{I}$ et $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

	Mtser (KN.m)	I (cm ⁴)	x (cm)	As (cm ²)	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Vérification
Travée	14,64	36690,87	10,18	6,16	4,06	15	Vérifiée
Appui	-19,01	44154,61	11,25	8,04	4,84	15	Vérifiée

Tableau VI :6-Vérification à L'ELS

Détail de calcul

❖ Ferrailage à L'ELU :

– En travée :

Moment : $M_u = 20,26 \times 10^6 \text{ N.mm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20,26 \cdot 10^6}{300 \cdot 270^2 \cdot 14,2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (As' = 0)$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,142}}{0,8} = 0,084$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 27(1 - 0,4 \times 0,084) = 26,09 \text{ cm}$$

$$As = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{20,26 \cdot 10^6}{260,9 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$As_{travée} = 1,62 \text{ cm}^2$$

– En appuis :

Moment : $M_u = -26,14 \times 10^6 \text{ N.mm}$

$$\mu_u = \frac{26,14 \cdot 10^6}{300 \times 270^2 \times 14,2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_R = 0,392 \dots \dots \dots (As' = 0)$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Chapitre VI *Ferraillage des éléments résistant*

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084}}{0,8} = 0,11$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 27(1 - 0,4 \times 0,11) = 25,81 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{26,14 \cdot 10^6}{258,1 \times 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$As_{appui} = 2,09 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \geq 1,3 \text{ cm}^2$$

– Condition du RPA 99 / version 2003 :

La section minimale :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \cdot 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

La section maximale :

$$A_{max} = \begin{cases} 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 & \dots \dots \dots \text{zone courante} \\ 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 & \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

❖ Vérification à L'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15As(d - x) = 0$$

$$\frac{30 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 6,16 \cdot (36 - x) = 0$$

$$15 \cdot x^2 + 92,4 \cdot x - 3326,4 = 0$$

$$x = 10,18 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot As(d - x)^2$$

$$I = 36690,87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ts} \cdot v}{I} = \frac{56,81 \cdot 10^2 \times 134,6}{126960,61} = 6,02 \text{ MPa}$$

$$4,06 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

Plan d'exécution :

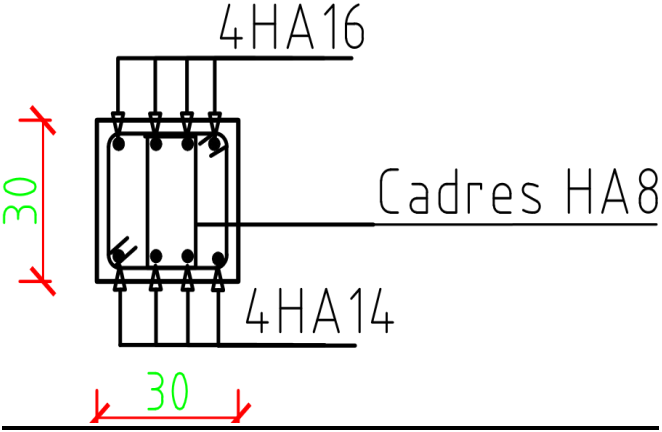
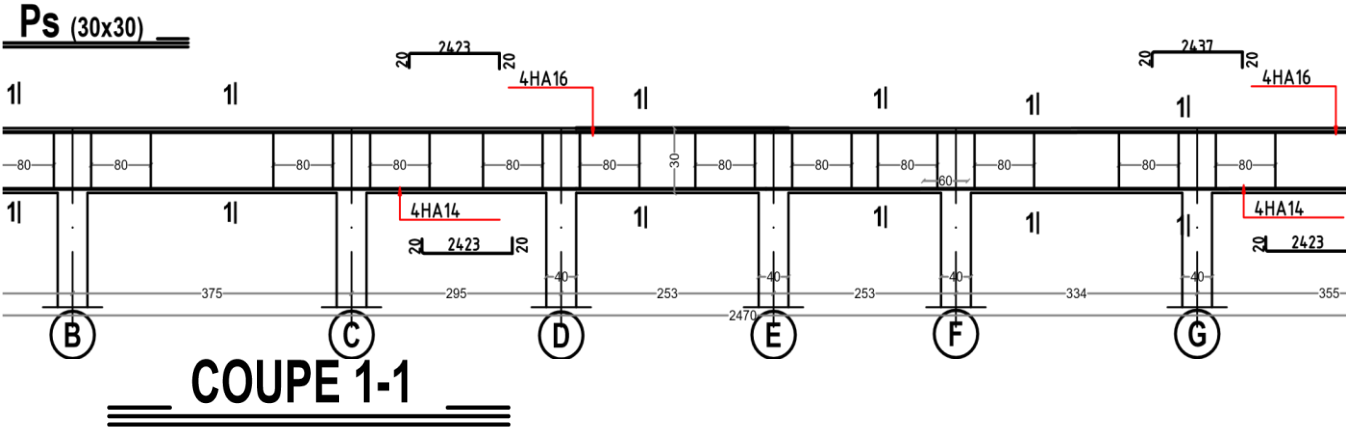


Figure 12-Ferrailage de la section transversale de la poutre secondaire.

Ferraillage des poteaux :

Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm 1,2 \times E$(ACC)

Calcul du ferraillage longitudinal

D'après le RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimale sera de 0,9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% en zone courante et de
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III)
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

Le ferraillage sera calculer l'aide de Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et on compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003(Amin)

Ferraillage

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, est-elle été résumée dans le tableau suivant :

Combinison	Niveau	RDC , 1 ^{ère} ,2 ^{ème} etages	3 ^{ème} , au 7 ème etages	8 ^{ème} , au 10 ème etages
	Effort <small>section</small>	50x50	45x45	40x40
ELU 1,35G+1,5Q	N^{\max} (KN)	1682,55	1169,48	431,86
	M_y^{corr} (KN.m)	1,25	-5,92	10,70
	M_z^{corr} (KN.m)	24,40	-37,64	41,51
ACC G+Q±E 0,8G±E	M_y^{\max}	-94,36	-122,56	-164,00
	M_z^{corr}	-13,27	17,94	109,20
	N^{corr}	1366,57	473,85	33,19
ACC G+Q±E 0,8G±E	M_z^{\max}	57,98	48,73	-89,47
	M_y^{corr}	-1,59	-0,67	-1,22
	N^{corr}	890,51	447,58	93,06
ACC G+Q±E 0,8G±E	N^{\min}	-644,57	-462,62	-56,09
	M_y^{corr}	43,70	69,29	54,89
	M_z^{corr}	-3,98	-10,48	-12,36

Tableau VI -7-Combinison des charge sismique

Sections	A _{min} (cm ²) RPA	Acalculée (cm ²)	Ferrailage longitudinal A _{Sadopt} (cm ²)	
			Sectio n (cm ²)	Choix
50x50	22,5	A _{s1} =4,2 A _{s2} =4,2	22,85	6HA20+2HA16
45x45	18,22	A _{s1} =4,1 A _{s2} =4,1	20,61	4HA20+4HA16
40x40	14,40	A _{s1} =9,2 A _{s2} =3,9		4HA16+4HA14

Tableau VI -8-Ferrailage longitudinal

Vérification de l'effort tranchant :

Poteau 50x50

D'après le B.A.E.L :

$$V_u = 48,15 \text{ KN}$$

$T_u \leq \bar{T}_u \Rightarrow$ La fissure est peu préjudiciable

$$\bar{T}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{T}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{T}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{48150}{500 \times 450} = 0,214\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$$

$$T_u = 0,214\text{MPa} < \bar{T}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

D'après le R.P.A :

$$T_u \leq \bar{T}_{bu} = \sigma_d \cdot f_{c28} \dots\dots\dots (\text{Article 7.3})$$

$$\alpha_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\alpha_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$L_f = 0,7L_o \text{ (encasté à la base et articulé en haut)}$$

$$B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{520833,33}{2500}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 376 = 263,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{263,2}{14,43} = 18,23 > 5 \Rightarrow \alpha_d = 0,075$$

$$\overline{T}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } T_u = 0,214 \text{ MPa} < \overline{T}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

❖ Armatures transversales :

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

D'après le B.A.E.L :

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \min(1,42; 5) \rightarrow \varphi t \leq 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2HA8 = 1,1 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

Selon le R.P.A :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing 1)$$

$$S_t \leq 10\varnothing = 10 \times 2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

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

Poteau 45x45

D'après le B.A.E.L :

$$V_u = 41,85 \text{ KN}$$

$T_u \leq \bar{T}_u \Rightarrow$ La fissure est peu préjudiciable

$$\bar{T}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{T}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{T}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{41850}{450 \times 400} = 0,2325\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$$

$$T_u = 0,2325\text{MPa} < \bar{T}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

D'après le R.P.A :

$$T_u \leq \bar{T}_{bu} = \alpha_d \cdot f_{c28} \dots\dots\dots (\text{Article 7.3})$$

$$\alpha_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\alpha_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$L_f = 0,7L_o \text{ (encasté à la base et articulé en haut)}$$

$$B = b \times h = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{341718,75}{2025}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{196}{12,99} = 15,08 > 5 \Rightarrow \alpha_d = 0,075$$

$$\overline{T}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } T_u = 0,2325 \text{ MPa} < \overline{T}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

❖ **Armatures transversales :**

Le ferraillage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

D'après le B.A.E.L :

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi l\right) \rightarrow \min(1,42; ; 5; 2) \rightarrow \varphi t \leq 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1,1 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

Selon le R.P.A :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing 1)$$

$$S_t \leq 10 \varnothing 1 = 10 \times 2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

Poteau 40x40

D'après le B.A.E.L :

$$V_u = 65,51 \text{ KN}$$

$$T_u \leq \overline{T}_u \Rightarrow \text{La fissure est peu préjudiciable}$$

$$\overline{T}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{T}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{T}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{65510}{400 \times 350} = 0,46 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 0,46 \text{ MPa} < \overline{T}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

D'après le R.P.A :

$$T_u \leq \overline{T_{bu}} = \alpha_d \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{(Article 7.3)}$$

$$\alpha_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\alpha_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \text{ avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$L_f = 0,7L_o \text{ (encasté à la base et articulé en haut)}$$

$$B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,54 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 280 = 196 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{196}{11,54} = 16,98 > 5 \Rightarrow \alpha_d = 0,075$$

$$\overline{T_{bu}} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc: } T_u = 0,46 \text{ MPa} < \overline{T_{bu}} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

❖ **Armatures transversales :**

Le ferraillage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

D'après le B.A.E.L :

$$\varphi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \min(1,42; 5) \rightarrow \varphi t \leq 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2HA8 = 1,1 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

Selon le R.P.A :

- Dans la zone nodale :

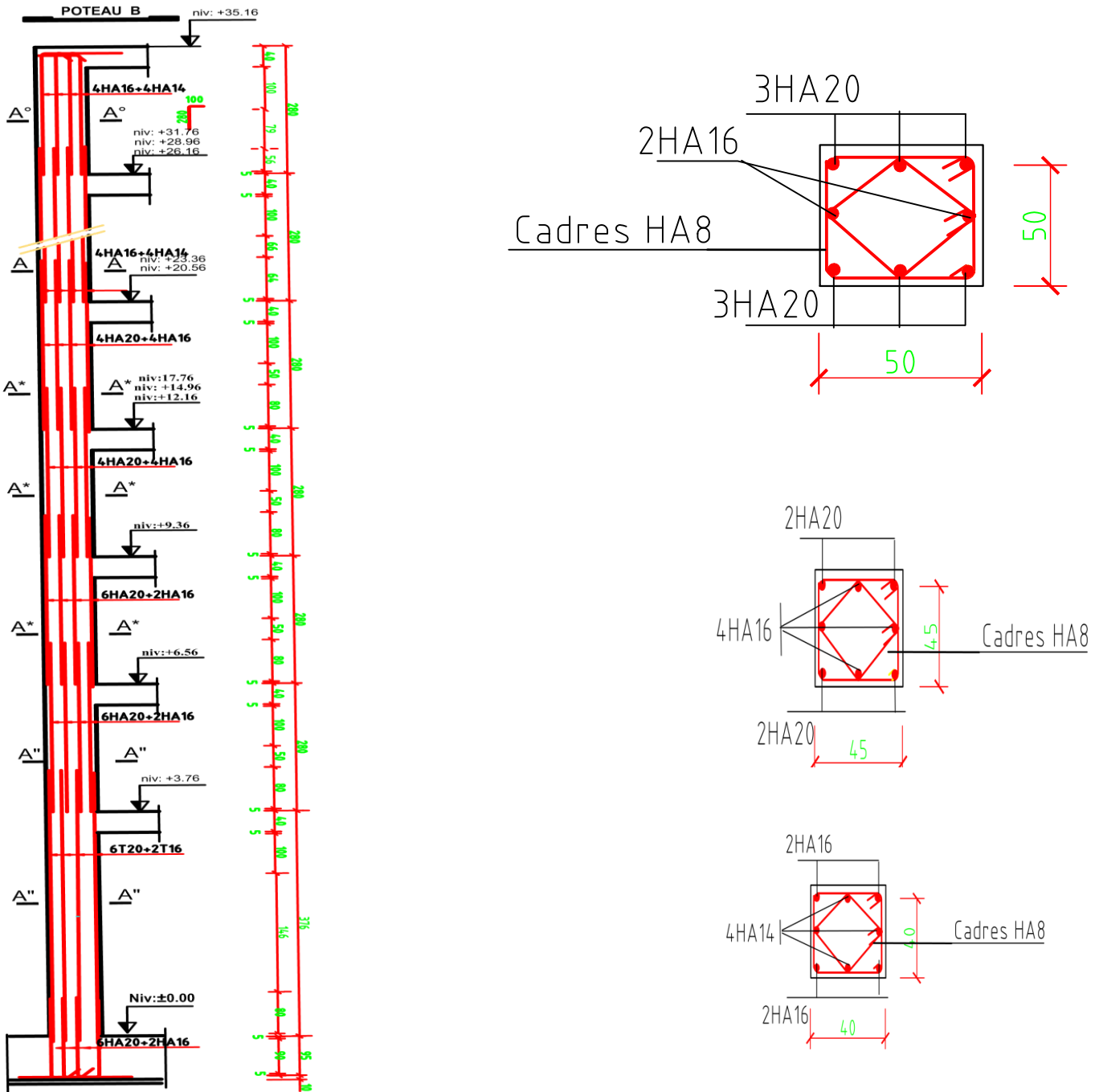
$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$$

- Dans la zone courante :
 $S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \varnothing_1)$

$$S_t \leq 10\varnothing_1 = 10 \times 2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

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



Féigure -6-férraillege de Poteau

Voile en béton armé :

Définition du voile :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques

Classification des types de voiles :

- Voile pleine ou voile sans raidisseur;
- Voile avec raidisseur;
- Voile avec une seule file d'ouverture;
- Voile avec plusieurs files d'ouverture;

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/version2003(5). La raison est que les voiles outre que leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir :

- 1-Augmenter la rigidité de l'ouvrage;
- 2-Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité;
- 3-Diminue les dégâts des éléments non porteurs dont le cout de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs;
- 4-Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes
- 5-Rend le comportement de la structure plus faible que celui d'une structure à portiques.

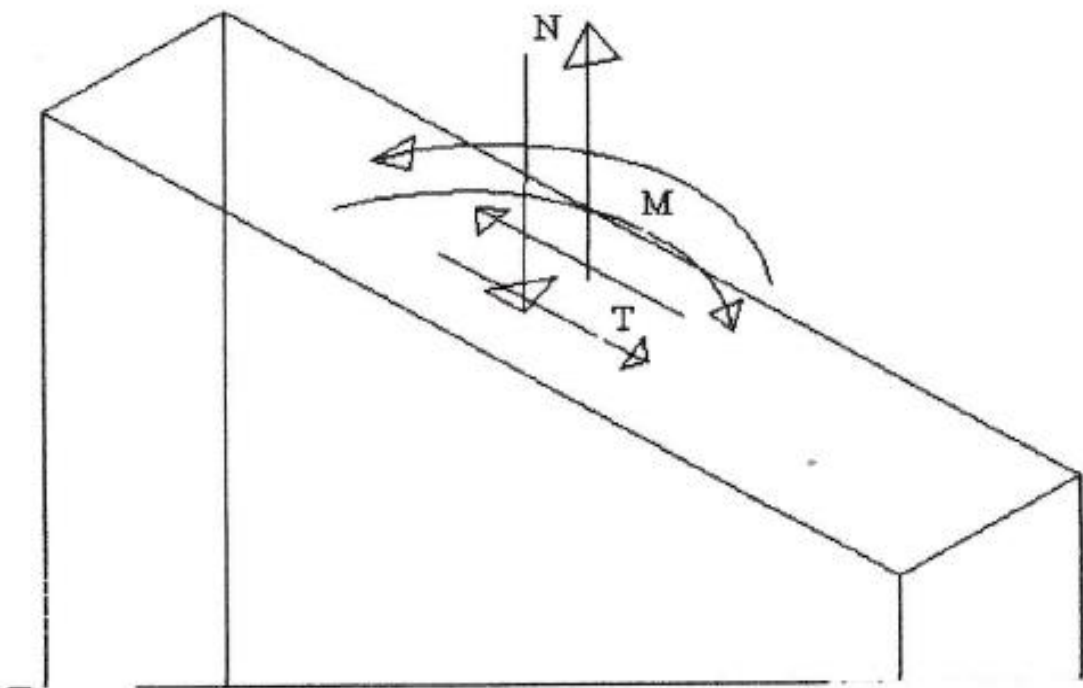
Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :

- **Caractéristiques géométriques :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base (voir la figure ci-dessous).

➤ **Voile plein** :

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élançement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne. Il ya lieu de distinguer les voiles élancés (élançement H/L supérieur à 2 environ) et les voiles courts (élançement H/L inférieur à 2).



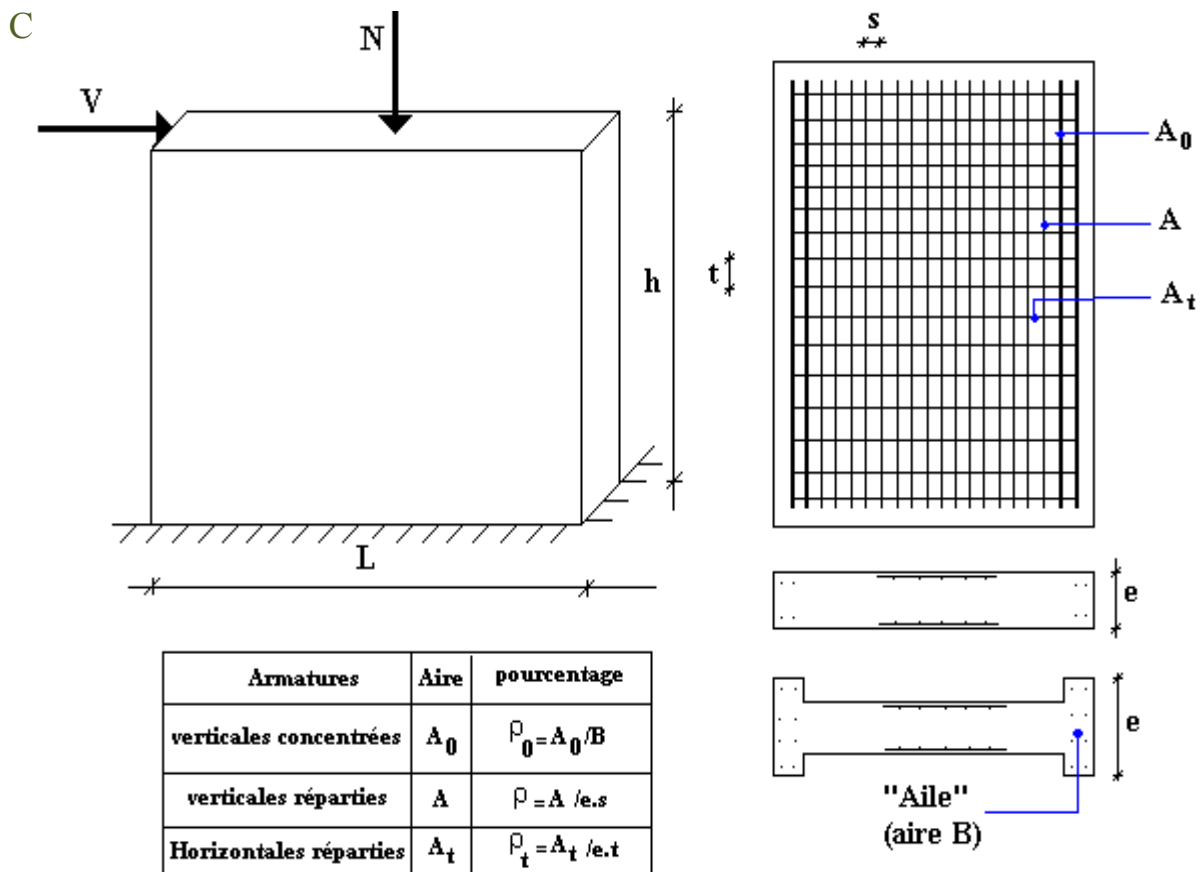


Figure V.1 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

- **Caractéristiques mécaniques :**

La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales (pourcentage ρ_v), d'armature horizontale (pourcentage ρ_h). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Et enfin les armatures de l'âme horizontale et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort les différents pourcentages réglementaires seront exposés comme ceci :

- **Ferrailage vertical:**

La disposition du ferrailage vertical se fera de sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003 décrites ci-dessous :

Chapitre VI *Ferraillage des éléments résistant*

1- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

2- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

4- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Ferraillage horizontal:**

1- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

2- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

3- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes:**

1- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$s \leq 1,5 a$ a : épaisseur du voile

$s \leq 30 \text{cm}$

2- 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.

$\varnothing_t = 6 \text{mm}$ lorsque $\varnothing_v \leq 20 \text{mm}$ - $\varnothing_t = 8 \text{mm}$ lorsque $\varnothing_v > 20 \text{mm}$

3- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

4- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

combinaisons possibles de charges.

- **Etude de la section soumise à la flexion composée :**

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER-BERNOUILLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

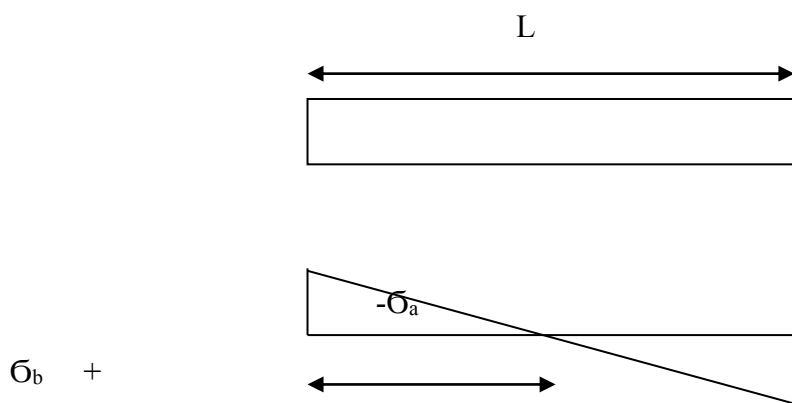
Remarque :

Si σ_a et σ_b sont de signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont de signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont de signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :



$$\text{Tang} \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1 \right]}$$

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

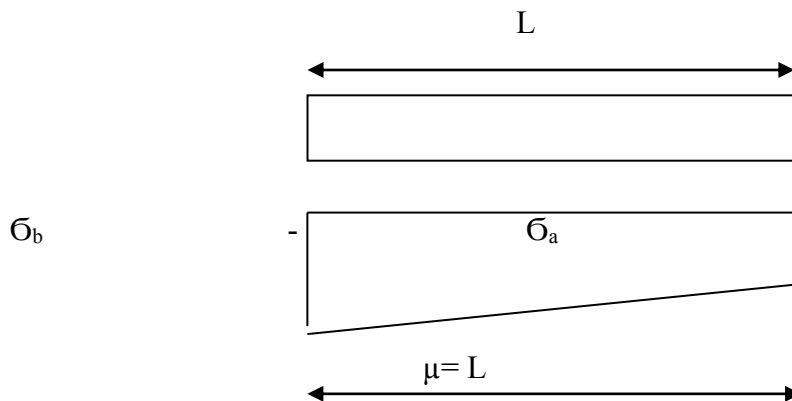
La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

➤ Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à: $T = 0.5 \times (\mu_a \times \mu_b) \times \mu \times b$

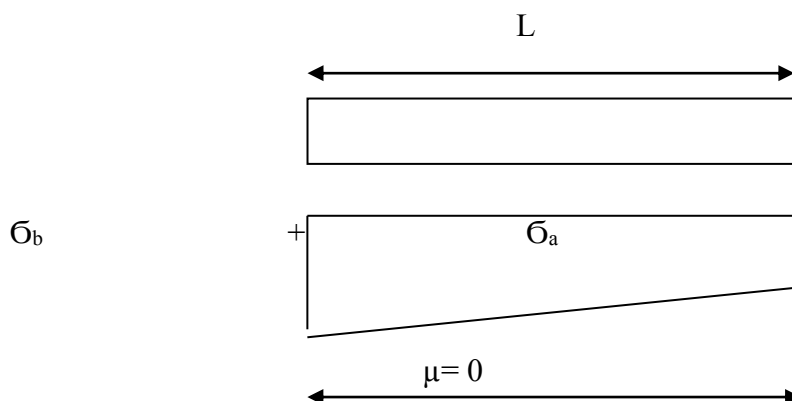
La section d'armature est: $A_s = T / [f_e / \gamma_s]$



Section entièrement comprimée:

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la

- compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



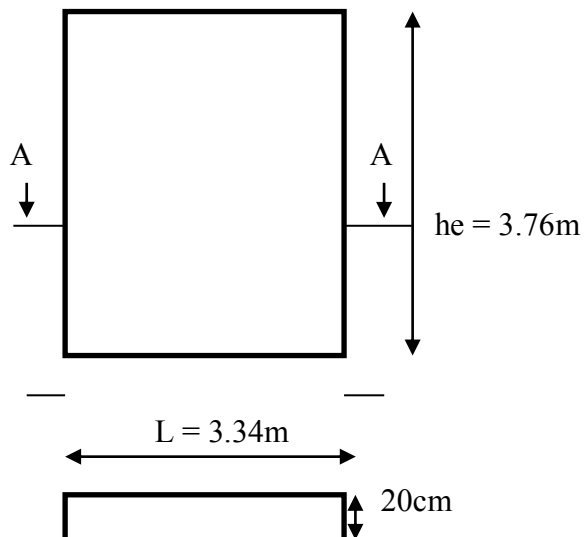
➤ Combinaisons de calcul :

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont:

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

➤ Ferrailage de voile sans ouverture :



Remarque :

Le calcul sera sur une bande verticale de largeur d

$d \leq \min (he/2 ; 2Lc/3)$. Avec:

Lc : étant la longueur de la zone comprimée

et he : hauteur libre de niveau.

Exemple de calcul d'un voile disposé dans le sens X au niveau RDC:

$L=b = 3.34m$;

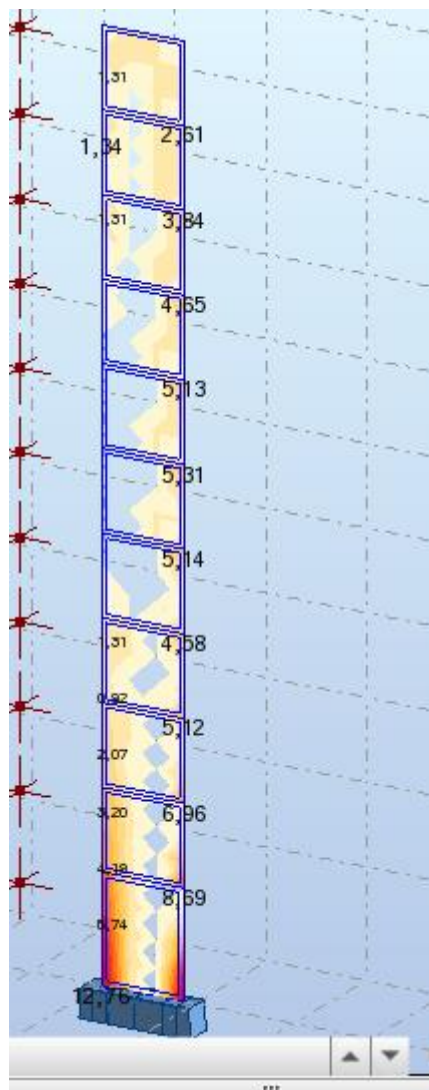
$he=3.76m$

$e= 0.2m$.

	NRx [T]	MRz [Tm]	TRy [T]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [T]	MRy [Tm]
MAX	67,82	190,83	101,15	4,41	5,42	1,49	7,92	10,14
Panneau	2465	2622	2611	2622	2622	2594	1817	1866
Coupe	984-998	8600-5825	1000~988-23~24	8600-5825	8600-5825	2552-2679	785-786	805-802
Cas	12 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
MIN	-226,42	-190,83	-99,19	-8,42	-9,43	-1,62	-8,25	-7,25
Panneau	2622	2622	2611	2622	2622	2604	66	2494
Coupe	oct-10	8600-5825	1000~988-23~24	8600-5825	8600-5825	1644-1701	14-25	58-59
Cas	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

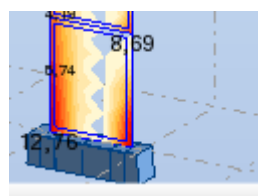
Tableau-9- :Le tableau des valeurs des efforts soumis du voile données par le logiciel :

VOILE SENS X :



Voile plein RDC :

$L=b = 3.34\text{m}$; $h_e=3.76\text{m}$



$$\sigma_{\text{MAX}} = N_a/A + M \cdot X/I$$

$$\sigma_{\text{MIN}} = N_u/aA - M \cdot X/I$$

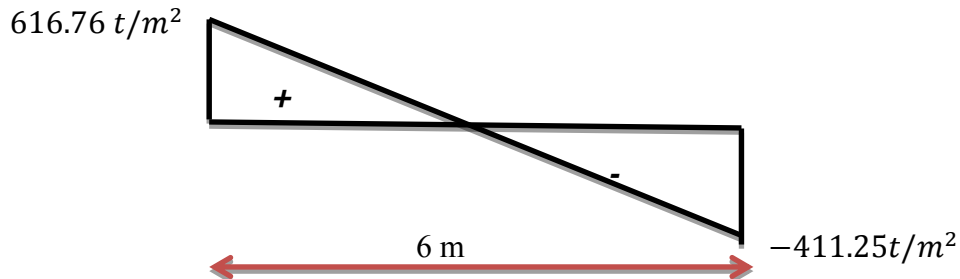
$$A = 0.66\text{m}^2$$

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

$$\sigma_{\text{MAX}} = 616.76 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{MIN}} = -411.25 \text{ t/m}^2$$

la section est partiellement tout comprimée



Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art :7.7.4 [RPA03]

$$D \leq \min (h_e/2 ; 2/3L_c)$$

❖ **L_c : longueur de la zone comprimée.**

$$L_c = (\sigma_a * L) / (\sigma_a + \sigma_b) = 2 \text{ m}$$

❖ **Longueur tendue :**

$$L = 1.34 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2/3L_c) =$$

$$\text{Soit } d = 1.33 \leq L_t = 1.34 \text{ m}$$

barre extrême est tendue. Le ferrailage se fera par symétrie pour la section tendue et pour le voile entier.

$$\tan \alpha = 306.9 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_1 = \tan \alpha (L_t - d)$$

$$\sigma_1 = 3.06 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 207.15 \text{ t/m}^2$$

$$F_{\text{TRACTION}} = \sigma_{\text{moy}} * S = 55.101 \text{ t} = 55101 \text{ kg}$$

$$A_S \geq \frac{F_{\text{TRACTION}}}{F_e} = \frac{55101}{4000} = 13.77 \text{ cm}^2$$

$$= 13.77 \text{ cm}^2$$

D'après RPA, le pourcentage minimal des armatures verticales sur la zone tendue est 0.2% de la section horizontale du béton tend... CV

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

D'après l' RPA : $A_{min}=0.2\% * e * d$

$$A_{min}=0.002*20*133= 5.32\text{cm}^2$$

$A_s > A_{min}$... vérifier

On adopte pour un bonde de $d=1.33$: 2 face $8T14=12.34*2=24.68$

➤ Espacement :selon RPA article 7.7.4.3

- ✚ En zone courante $St < \min(1.5e ; 20)$ cm = (30cm ; 20cm).
St =20cm.
- ✚ zone d'about : $Sta = St/2=10$ cm.

σ_{max} (t/m^2)	σ_{min} $\frac{t}{m^2}$	Lc (m)	Lt (m)	D (m)	Tng α $\frac{t}{m^3}$	σ_1 $\frac{t}{m^2}$	σ_{moy} $\frac{t}{m^2}$	F _{Traction} (Kg)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	adopte	A _s (cm ²)
616.76	-411.25	2	1.34	1.33	306.9	3.06	207.15	55101	13.77cm ²	5.32	T14	24.68

Tableux 10:ferrailage de voile

➤ Armatures horizontales :

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est :0.15% pour une bande de 1m linéaire a :

$$A_h=0.0015 * b * h= 3\text{cm}$$

On adopte T 12

➤ Armatures transversales :

Soit des cadres T8.

•Vérification des contraintes:

$$T= 101,15$$

$$\tau = \frac{1.4 v}{0,9 bo*d} = 2.3554 \text{ MP}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Chapitre VI Ferrailage des éléments résistant

$N_{ser}=3,07T$ (logiciel).

$\sigma_b = N_{ser}/(B+15A) \leq \sigma_{b adm}$. Avec $\sigma_{b adm} = 0.6f_c28 = 15\text{Mpa}$.

$\sigma_b = 2.44 \text{ kg/cm}^2$.

Verification des contraintes			Vérification à l'ELS			
T(t)	τ (MPa)	T_{adm} (MPa)	$N_{ser}(t)$	σ_b (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)	
101,15	2.3554	5	3,07	2.44	150	Vérifier.

Tableux 11 : Vérification de contraintes et Vérification à l'ELS

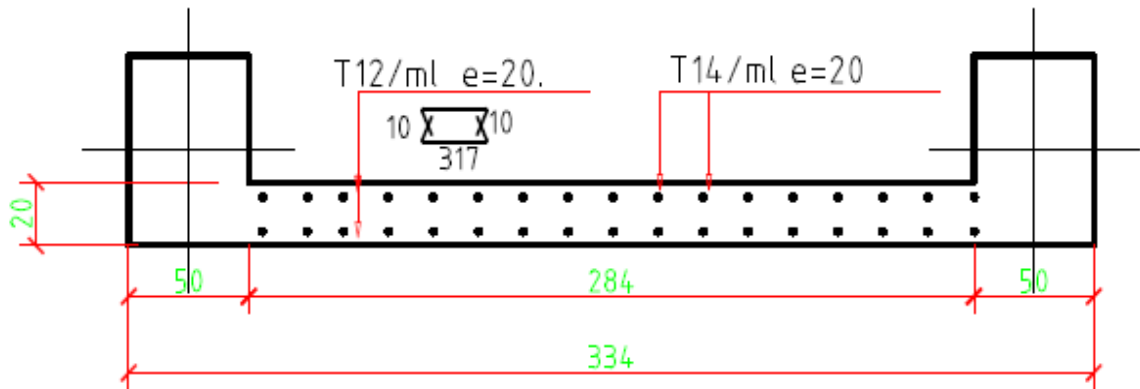


Figure7 : Coupe Ferrailage de voile

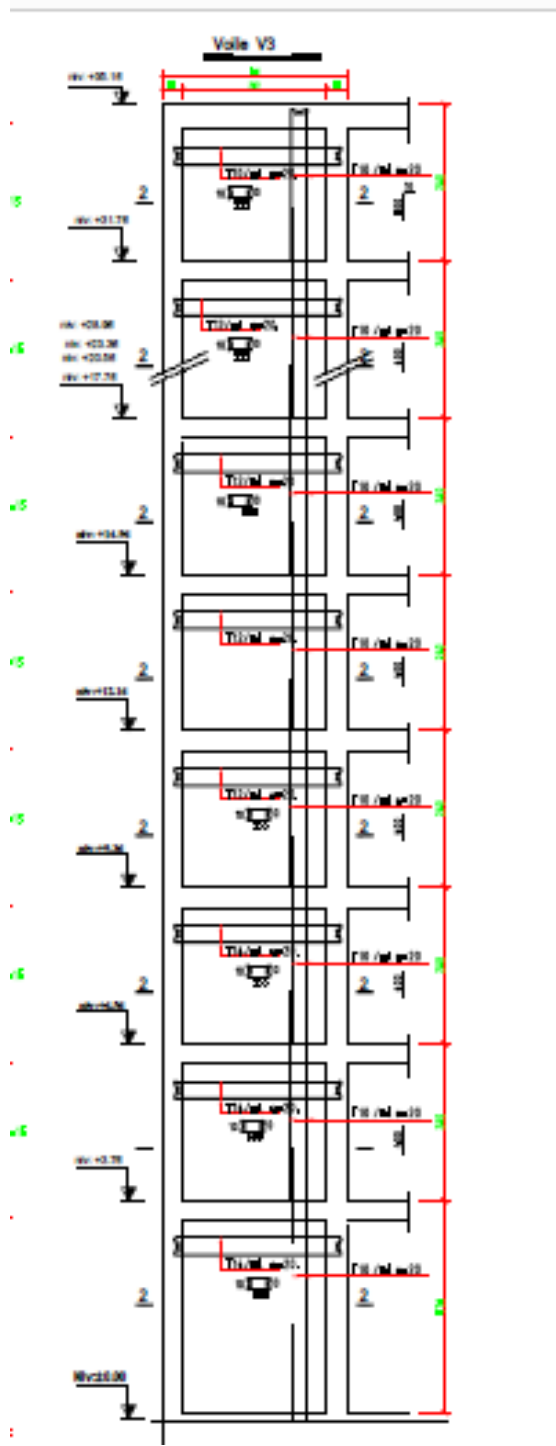
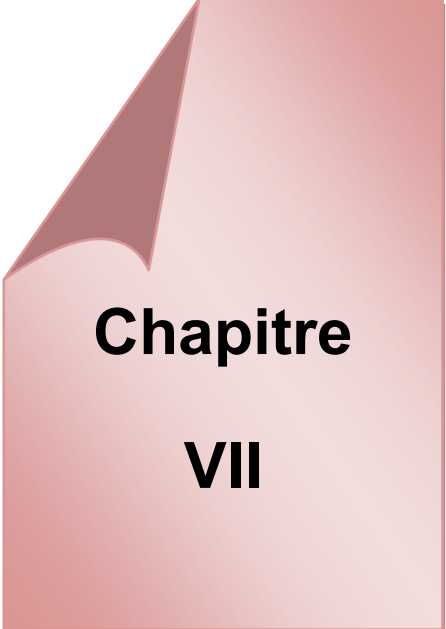


Figure8 : Ferrailage de voile



**Chapitre
VII**

Etude de l'infrastructure

Introduction :

L'infrastructure d'un bâtiment ou fondations sont les parties du bâtiment qui sont en contact direct avec le sol auquel ils transmettent les charges provenant de la superstructure.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donnée au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir

- La nature et le poids de la superstructure
- La capacité portante du sol
- La charge transmise au sol

L'ouvrage étant réalisé avec des voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2,5 bars, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier

Vis-à-vis des trois paramètres cités et de la proximité du bon sol par rapport à la surface

Un premier choix des fondations sont les semelles filantes.

Semelles filantes :

Pour adopté les semelles filantes comme type de fondation les conditions ci-dessous doivent être vérifiées :

- Le rapport $\frac{S_s}{S_{bat}} \leq 50\%$

S_s = Surface des semelles

S_{bat} = Surface du bâtiment :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \text{ et } \bar{\sigma} = 2,5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} \leq S_s \rightarrow \frac{2285,37}{25} = 91,41 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 24,70 \times 10,8 = 266,76 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_{bat}} = 0,34 \rightarrow 34,2\% < 50\%$$

- Le non chevauchement avec les poteaux de files parallèles :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = 3,70 \text{ m}$$

B=largeur de la semelle

L=longueur de la semelle

Cette valeur étant grande par rapport aux dimensions entre les deux files parallèles de Certains poteaux. Il y aura de ce fait un chevauchement.

Le choix du type de fondation sera de ce fait un radier nervuré.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimisant la forte pression apportée par la structure;
- ✓ La réduction des tassements différentiels;
- ✓ La facilité d'exécution.

Predimensionnement du radier :

Le predimensionnement du radier consiste à choisir la hauteur optimale qui lui permettra d'assurer ses fonctions.

Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

Avec: $v_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6 m.

$\gamma_b = 1,15$; $d=0.9h$; et $b= 1\text{m}$. $f_{c28}=25.10^2\text{t/m}^2$, $N_u = 3157,84 \text{ t}$, $S_{bat}=266,76 \text{ m}^2$

$$\tau = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{rad} \times b \times 0.07 f_{cj}} \quad h \geq 25 \text{ cm.}$$

Condition forfaitaire:

- L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux files parallèles successifs = 6,00m.

D'où $75 \text{ cm} \leq hr \leq 120 \text{ cm}$

- La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_n \geq 60 \text{ cm}$$

- La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h_{dalle} \geq 30 \text{ cm.}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{4EI/K \cdot b}; I = bh^3/12$$

L_e : longueur élastique

L_{max} : distance maximale entre deux fils successifs est égale 6,00m

E: module d'élasticité du béton $E = 321645,52 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 5000 \text{ KN/m}^3$.

b : largeur du radier

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \times 2 \times (L_{max})^4}{E\pi^4}} = 27,10 \text{ cm.}$$

Compte tenu de ces trois conditions les dimensions du radier sont adoptées comme suite :

La dalle: $h = 50 \text{ cm}$

La nervure: $h = 100 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$.

Surface minimal du radier:

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante:

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N_{ser}}{S} ; \bar{\sigma} = 2,5 \text{ bars} = 25 \text{ t/m}^2.$$

$$N_{ser} = (Q + G + G_{radier}) = (2285,37 \text{ t}) + (1 \times 266,760 \times 2,5 \text{ T/m}^3) = 2952,27 \text{ t}.$$

G_{radier} = poids propre du radier.

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} = 118,10 \text{ m}^2$$

$S = 118,10 \text{ m}^2$: la surface minimale qu'occupe le radier.

Puisque la surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, un débord doit être prévu.

Le débord est dimensionné selon les conditions suivantes :

-L'emprise totale de l'immeuble est de : $S_{bat} = 266,76 \text{ m}^2 > S_{min} = 118,10 \text{ m}^2$

-L'emprise totale avec un débordement de:

$$D (\text{débord}) \geq \max(h/2; 30 \text{ cm})$$

$$D = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } S = (24,7 + 0,5) \times (10,8 + 0,5) = 285,76 \text{ m}^2.$$

$$N_s/S = \frac{(G_{bat} + Q_{bat} + 25 \times 285,76)}{S}$$

$$\frac{N_{ser}}{S} = 10,52 \text{ t/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 25 \text{ t/m}^2.$$

Vérification du radier :

Pour bien remplir ses fonctions le radier prédimensionné doit vérifier certaines conditions.

Vérification au poinçonnement :

Sous l'effet de l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 171,57 T

μ_c : périmètre du contour cisailé = $2(L+b+2 \cdot h_r) = 2(0,5+0,5+2 \times 1,00) = 4 \text{ m}$

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 391,30 \text{ T}$$

$$N_u = 157,57 \text{ T} < 391,30 \text{ T}.$$

Il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification de radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière.

$$W \geq F_s \times \delta \times S_r \times Z$$

Avec :

$$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$$

$$W_{\text{bat}} = 1898,22 \text{ t}$$

$$W_{\text{rad}} = 284,76 \text{ t}$$

$$W = 2182,38 \text{ t}$$

$F_s = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 1 \text{ t/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 2 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage du radier

S =surface du radier.

$$F_s \times \delta \times S_r \times Z = 854,28 \text{ t}$$

$2182,38 \text{ t} > 854,28 \text{ t} \rightarrow W > F_s \times \delta \times S_r \times Z \Rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de la stabilité (ou la contrainte du sol) :

Sous l'effet de charge horizontales (forces sismiques), il y'a développement d'un moment renversant.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

-Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **(0.8G±E)**

-Aux contraintes de compression maximale avec la combinaison **(G+Q+E)**

Vérification au soulèvement : (0.8G±E) :

Pour faire la vérification en question, il faut définir ce qui suit :

Les contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{M.V}{I} ; \sigma_2 = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

Les inerties:

$$I_x = \frac{(25,2 \times 11,3^3)}{12} = 3030,08 \text{ m}^4 \rightarrow V_x = 12,6 \text{ m};$$

$$I_y = \frac{25,2^3 \times 11,3}{12} = 15069,49 \text{ m}^4 \rightarrow V_y = 5,65 \text{ m};$$

$$S = 285,76 \text{ m}^2.$$

Le centre de gravité :

$X_g=12,22m$ $Y_g=5,27m$, donné par le logiciel ROBOT :

.L'excentricité:

$e_x = V_x - X_g = 0,38 m$ et $e_y = V_y - Y_g = 0,38 m$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	0,8G+E		0,8G-E	
	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
N(t)	1440,06	1438,59	1442,23	1443,70
M (t.m) =N*e	547,22	546,67	548,04	548,60
e(m)	0,380	0,380	0,380	0,380
I(m4)	3030,08	15069,49	3030,08	15069,49
σ_1	7,310	5,223	7,326	5,236
σ_2	2,763	4,846	2,768	4,858
σ_{moy}	6,173	5,128	6,186	5,141
$\bar{\sigma}$	20	20	20	20
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 1-Vérification du radier à la stabilité 0,8G±E.

Vérification de stabilité au renversement :

Elle est assurée si : $e = M/N \leq L/4$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
N(t)	1440,06	1438,59	1442,23	1443,70
M (t.m)	547,22	546,67	548,04	548,60
e=M/N	0,380	0,380	0,380	0,380
L/4	6,300	2,825	6,300	2,825
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 2-Vérifaication de la stabilité au renversement

Vérification de compression : G + Q + E :

	G + Q + E	
	Longitudinale	Transversale
N(t)	2284,28	2282,81
M (t.m) =N*e	868,024	867,467
e(m)	0,380	0,380
I(m4)	3030,08	15069,49
σ_1	11,603	8,311
σ_2	4,384	7,666
σ_{moy}	9,798	8,148
$\bar{\sigma}$	20	20
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 3-Vérification de stabilité à la compression (G+Q+E)

Calcul du ferrillage :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergé en eau douce.

Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L_x^2$;
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q L_y^2$.

Les valeurs de μ ont pour fonction $\rho = l_x/l_y$, et proviennent du tableau de barres (voir annexe).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et ceux sur appuis.

- a. Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneaux intermédiaire)
 - Moment en travée : $M_{tx} = 0.75M_x$; $M_{ty} = 0.75M_y$
 - Moment en appui : $M_{max} = 0.5M_x$; $M_{ay} = 0.5M_y$
- b. Si le panneau considéré est un panneau de rive :
 - Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x$; $M_{ty} = 0.85M_y$
 - Moment en appui : $M_{max} = 0.3M_x$; $M_{ay} = 0.3M_y$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions comme suit : $L_x = 3,75m$ et $L_y = 6,00m$

Le rapport entre la plus petite dimension du panneau et la plus grande est supérieur à « **0.40** ».

Evaluation des charges et surcharges :

❖ L'ELU:

$$q_u = (N_u + 1.35G_{\text{radier}}) / S_{\text{radier}} = 14,25 \text{ t/ml}$$

❖ L'ELS:

$$q_{\text{ser}} = (N_{\text{ser}} + G_{\text{rad}}) / S_{\text{radier}} = 10,37 \text{ t/ml}$$

Calcul des efforts à l'ELU :

$$\rho = l_x/l_y = 3,75/6,00 = 0,625 > 0.4$$

$$\mu_x = 0.0779$$

$$\mu_y = 0,337$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 15,61 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,26 \text{ t.m}$$

a.Sens x-x:

$$\text{Panneaux de rive : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 13,268 \text{ t.m} \\ M_{ax} = 0.3M_x = 4,683 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Panneaux intermédiaires:} \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 11,707 \text{ t.m} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 7,805 \text{ t.m} \end{cases}$$

b.Sens y-y:

$$\begin{cases} M_{ty} = 0,85M_y = 4,470 \text{ t.m} \\ M_{ay} = 0,3M_y = 1,578 \text{ t.m} \end{cases}$$

Calcul des efforts à l'ELS :

$$\mu_x = 0.083$$

$$\mu_y = 0.503$$

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 12,10 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,03 \text{ t.m}$$

a.Sens x-x:

$$\text{Panneaux de rive:} \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 10,28 \text{ t.m} \\ M_{ax} = 0.3M_x = 3,63 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Panneaux intermédiaires:} \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 9,09 \text{ t.m} \\ M_{ax} = 0,5M_x = 6,05 \text{ t.m} \end{cases}$$

b.Sens y-y:

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 5,125 \text{ t.m} \\ M_{ax} = 0,3M_x = 1,809 \text{ t.m} \end{cases}$$

Ferraillage de la dalle:

Le calcul du ferraillage des panneaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous:

a.Sens x-x

Panneaux de rive:

Sens X	M(t.m)	D (cm)	μ	α	Z (cm)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Amin (cm ²)
Travée	13,268	45	0,046	0,06	43,92	0	8,68	8HA16=16,08cm ²	4,36
Appui	4,683	45	0,025	0,032	35,53	0	3,01	8HA12=9,05cm ²	4,36

Tableau 4-Ferraillage des panneaux de rives dans le sens x-x

Panneaux intermediaires:

Sens X	M (t.m)	D (cm)	μ	α	Z(cm)	As'(cm ²)	As(cm ²)	A _{adoptée}	A _{min}
Travée	11,707	45	0,01	0,012	44,77	0	7,51	8HA16=16,8 cm ²	4,36
Appui	7,805	45	0,012	0,015	44,72	0	5,01	8HA12=6,79cm ²	4,36

Tableau 5- Ferrailage des panneaux intermediaires dans le sens x-x

b.Sens y-y:

Sens Y	M (t.m)	D (cm)	μ	α	Z	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	4,470	45	0,007	0,008	44,84	0	2,86	6HA12=6,79cm ²	4,36
Appui	1,578	45	0,002	0,025	44,54	0	1,01	6HA12=6,79cm ²	4,36

Tableau 6-Ferrailage des panneaux dans le sens y-y.

Verification de la contrainte de cisaillement:

La contrainte de cisaillement doit être telle que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \cdot d \leq \tau = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} (\text{MPa}) = \min(2,5 ; 5) \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{20,35 \times 10^4}{1000 \times 360} = 0,565 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0,565 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}.$$

Vérfications à l'ELS :

A l'ELS les sections de panneaux ferrailés sont vérifiées ainsi :

- ✓ Vérification de la contrainte dans le béton
- ✓ Vérification de la contrainte dans l'acier (fissuration préjudiciable).

Ces vérifications sont résumées dans le tableau les tableaux ci-dessous :

Sens X	Mser (t.m)	I (cm ⁴)	σ_b (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ'_s (kg/cm ²)
Travée	10,28	319871,28	49,90	150	1566,24	2020
Appui	3,63	133755,15	18,88	150	1115,01	2020

Tableau 7-Vérification des contraintes à l'ELS des panneaux de rive dans le sens x-x.

Sens X	Mser	I(cm ⁴)	σ_b (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ'_s (kg/cm ²)
Travée	9,09	241022,46	34,28	150	1768,42	2020
Appui	6,05	133755,15	38,94	150	1858,75	2020

Tableau 8-Vérification des contraintes à l'ELS des panneaux intermédiaires dans le sens x-x.

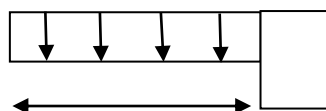
Sens Y	Mser	I(cm ⁴)	σ_b (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ'_s (kg/cm ²)
Travée	5,170	165277,63	26,90	150	1707,92	2020
Appui	1,827	165277,63	9,51	150	603,55	2020

Tableau 9-Vérification des contraintes à l'ELS dans le sens y-y.

Ferraillage des débords :

On l'étudie comme une console encastrée dans la nervure et libre dans l'autre coté qui charge avec la contrainte du sol.

b = 1m; h = 50cm; d = 45cm; L = 0,5 m; $f_{bc} = 14.2\text{Mpa}$.



0.5m

**Figure 13-
Débord**

Evaluation des charges et surcharges :

$$q_u = 14,25 \text{ t/m}^2 \times \text{ml}$$

❖ L'ELU:

$$M_u = \frac{qul^2}{2} = \frac{14,25 \times 0,5^2}{2} = 1,78 \text{ t.m}$$

Calcul de ferrailage :

Sens Y	M (t.m)	D (cm)	μ	α	Z	As' (cm ²)	As (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	1,78	45	0,006 2	0,007 1	44,86	0	1,14	6HA12=6,79cm ²	4,36

Tableau 10-Ferrailage des débords

Ferrailage de la nervure:

Charges et surcharges:

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargés en dessous par les réactions du sol.

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargés en dessous par les réactions du sol.

Evaluation des charges:

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{3157,84 + 964,44}{285,76} = 14,42 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = \frac{Nu}{S} = \frac{2285,37 + 964,44}{285,76} = 11,37 \text{ t/m}^2$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

❖ **ELU:**

a.Sens x-x

$$M_0 = \frac{q_u \times L_{\max}^2}{8} = \frac{14,42 \times 3,75^2}{8} = 25,35 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,8.M_0 = 20,30 \text{ t.m} \\ M_a = 0,5.M_0 = 12,67 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = 27,03 \text{ t.m}$$

b.Sens y-y:

$$M_0 = \frac{q_u \times L_{\max}^2}{8} = \frac{14,42 \times 6^2}{8} = 64,90 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,8.M_0 = 51,91 \text{ t.m} \\ M_a = 0,4.M_0 = 25,96 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = 43,26 \text{ t.m}$$

ELS

a.Sens x-x

$$M_0 = \frac{q_u \times L_{\max}^2}{8} = \frac{11,37 \times 3,75^2}{8} = 19,95 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,8.M_0 = 15,96 \text{ t.m} \\ M_a = 0,5.M_0 = 9,95 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = 21,32 \text{ t.m}$$

b.Sens y-y:

$$M_0 = \frac{q_u \times L_{\max}^2}{8} = \frac{11,37 \times 6^2}{8} = 51,16 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,8.M_0 = 40,92 \text{ t.m} \\ M_a = 0,4.M_0 = 20,46 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = 34,11 \text{ t.m}$$

Calcul ferrailage:

ELU:

Sens	section	M (t.m)	μ	α	Z	As(cm ²)	Aadoptée(cm ²)	Amin(cm ²)
X-X	travée	20,30	0,03	0,038	93,55	4,90	8HA20=25,20	4,6
	appui	12,67	0,02	0,025	94,05	3,04	8HA20=25,20	4,6
Y-Y	travée	51,91	0,10	0,13	89,91	16,58	8HA20=25,20	4,6
	appui	25,96	0,05	0,06	92,53	8,06	8HA20=25,20	4,6

Tableau 11-Ferrailage des nervures.

Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = Vu/b. d \leq \bar{\tau} = \min \{0.15fc28/\gamma_b ; 5\text{Mpa}\} = 2.5$$

$$\tau_u = \frac{43,26.10^5}{40 \times 95} = 1,13\text{MPa} < 2.5\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS :

A l'ELS les sections les nervures ferrailés sont vérifiées ainsi :

- ✓ Vérification de la contrainte dans le béton
- ✓ Vérification de la contrainte dans l'acier (fissuration préjudiciable).

Sens	section	Mser (t.m)	$\sigma_b(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma'_b(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma'_s(\text{kg/cm}^2)$
X-X	travée	15,96	28,07	150	756,91	2020
	appui	9,95	17,50	150	471,88	2020
Y-Y	travée	40,92	71,98	150	1940,66	2020
	appui	20,46	35,99	150	970,33	2020

Tableau 12-Vérification des nervures à l'ELS.

Remarque:

La conditions selon laquelle la contrainte dans l'acier ne doit dépasser la contrainte limite donnée dans le tableau ci-dessus (σ 's) ne se vérifie pas avec les sections d'armatures adoptés en premier lieu avec $A_s < 25 \text{ cm}^2$. D'où l'uniformisation des sections d'armature de la nervure dans les 2 sens. D'où il faut augmenter la section d'acier.

Armature de peau:

$$H \geq 2 \left(h - \frac{f_e}{10} \right)$$

$$2 \left(h - \frac{f_e}{10} \right) = 120 \text{ cm} \rightarrow H < 2 \left(h - \frac{f_e}{10} \right) \leftrightarrow 100 \text{ cm} < 120 \text{ cm}.$$

Les armatures de peau ne sont pas nécessaire.

Escapement des armatures:

- D'après le RPA99/2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement s_t de :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{2}; 12\phi_L \right) = (50 ; 30).$$

- D'après le CBA93, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$s_t \leq \min (15\phi_L ; 40\text{cm} ; a + 10)$$

ϕ_L = le plus petit diamètre d'armature longitudinale ;

a = le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

$$s_t \leq a \leq h/2$$

$h = h_{\text{dalle}} + n_{\text{nervure}}$. On prend $s_t = 25\text{cm}$

Conclusion : d'après ces deux prescriptions, on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

1-zone nodale : $s_t = 20 \text{ cm}$

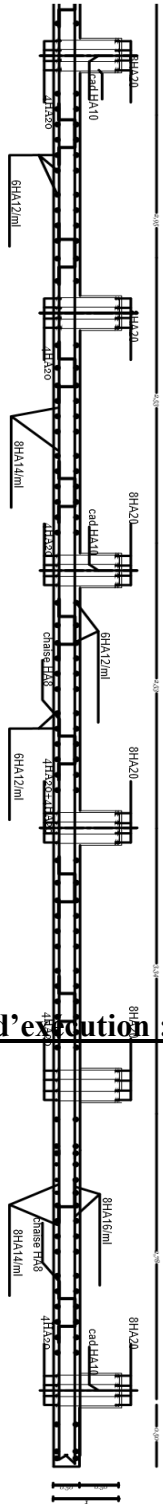
2-zone courante $s_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions :

$$\phi_L \leq \min (\phi_L \cdot h/35 ; h/10).$$

$$\phi_L = 10$$

Plan d'exécution :



les balcons

IV.3. Etude de balcon:

IV.3.1. Evaluation des charges :

IV.3.2. Calcul des sollicitations:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = g \times \frac{l^2}{2} \\ M_q = q \times \frac{l^2}{2} \\ M_p = p \times l \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} T_g = g \times l \\ T_q = q \times l \\ T_p = p \end{array} \right.$$

- $g = G \times 1ml = 0.639 \text{ t/ml}$.
- $q = Q \times 1ml = 0.35 \text{ t/ml}$.
- $P = 0.69 \text{ t/ml}$

IV.3.3. les combinaisons d'action :

✓ **Armatures longitudinales :**

✓ **E.L.U :**

$$M_u = 1.35 \times (M_g + M_p) + 1.5 \times M_q$$

$$T_u = 1.35 \times (T_g + T_p) + 1.5 \times T_q$$

✓ **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_q + M_p$$

IV.3.4. Calcul de ferrailage

- **E.L.U :**

$$M_{max} = 1.12 \text{ t/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1.12 \times 10^5}{142 \times 100 \times 12^2} \Rightarrow \mu = 0.054 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.069 ; \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 11.66$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{1.12 * 10^5}{3480 \times 11.66} = 2.76 \text{ cm}$$

$$A = 2.76 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h \Rightarrow A'_{\min} = 3.5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2$$

On adopter : 3HA12 = 3.39 cm²

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } A_r = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

ETUDE D'ASCENSEUR

IV.4. Etude d'ascenseur :

➤ **Pré dimensionnement de la dalle machine :**

➤ **Condition de résistance a la flexion**

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{253}{50} \leq e \leq \frac{253}{40} ; \quad 5 \leq e \leq 6$$

• **Condition de flèche :**

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot Lx^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f'_{max} \frac{Lx}{500}$$

Avec :

Lx : portée du plancher = 2.53 m

E : module d'élasticité différée du béton

I : moment d'inertie de la section : $I = \frac{b \cdot e^3}{12}$

$$D'où : e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \cdot q \cdot Lx^3}{384 \cdot E \cdot b}}, \implies e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \times 5550 \times 10^{-2} \times 253^3}{384 \times 321641.95 \times 100}} = 10.25 \text{ cm.}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

• **Evaluation des charges :**

- Dalle plein ($e = 15 \text{ cm}$) $0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$
- Enduite de ciment ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg / m}^2$
- Isolation phonique ($e = 4 \text{ cm}$) $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg / m}^2$
- Dallage : chape ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg / m}^2$
- Mortier spéciale (médo chape) $0.03 \times 2200 = 66 \text{ kg / m}^2$

$$\Sigma \dots = 554 \text{ kg /m}^2$$

• **Combinaison d'action :**

➤ **E.L.U.**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 6895) + (1.5 \times 100)$$

$$= 9458.25 \text{ kg /m}^2$$

➤ **E.L.S.**

$$q_s = G + Q = 6895 + 100 = 6995 \text{ kg /m}^2$$

• **Calcul Des Moment :**

$$\text{On a : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.53}{2.53} = 1 \implies 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Méthode des règles **B.A.E.L.91** (Annexe E3) :

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_y &= \mu_y \cdot M_y \end{aligned} \right\}$$

ELU	ELS
$M_x = 2179.42$	$M_x = 1970.06$

• **Calcul du ferrailage :**

En travée :

Sens L_x et L_y ($M_x = M_y$) :

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.014 \\ \alpha &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017 \\ Z &= d \times (1 - 0.4\alpha) = 22.84 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ d = 23 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{et } A = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Donc A adopt : 4HA8 = 2.01 cm²

✚ **Sur appuis :**

$$= \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.014$$

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 100\text{cm} \\ d = 23\text{cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad A = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.104 \\ Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 22.04\text{cm} \\ 0.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Donc A adopt : 4HA8=2.01cm²

Détail de calcul

Les escaliers

Détails de calcul escalier :

Chargement et combinaison d'actions :

$$G=0.8085 \text{ t/m}^2 ; Q=0.25 \text{ t/m}^2$$

Palliasse :

$$ELU : qu = 1,35. G + 1,5. Q = 1,35. (0.8085) + 1,5. (0.25) = 1,4665 \text{ t/ml}$$

$$ELS : qs = G + Q = 0,8085 + 0,25 = 1,0558 \text{ t/ml}$$

Palier :

$$ELU : qu = 1,35. G + 1,5. Q = 1,35. (0,436) + 1,5. (0.25) = 0.9636 \text{ t/ml}$$

$$ELS : qs = G + Q = 0,8085 + 0,25 = 0,686 \text{ t/ml}$$

Détermination des efforts :

Les réactions d'appuis :

- $$\sum M / B = R_A (5.75) - (0.9636 \times 1.45) (1.45/2 + 4.3) - (1.4665 \times 2.3) (2.3/2 + 2) - (0.9636 \times 2) (2/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 3.40 \text{ t}$$
- $$\sum M / A = R_B (5.75) - (0.9636 \times 2.00) (2.00/2 + 3.75) - (1.4665 \times 2.30) (2.30/2 + 1.45) - (0.9636 \times 1.45) (1.45/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 3.30 \text{ t}$$

Les moments fléchissant :

	Moment fléchissant (t.m)	Mmax (t.m)	Effort tranchant
<u>1^{er} tronçon</u>	$M(0) = 0$ $M(1,45) = 3,77$	4,93t.m	$T(0) = 3,29$ $T(1,45) = 1,89$
<u>2^e tronçon</u>	$M(0) = 3,76$ $M(2,3) = 4,24$		$T(0) = 1,89$ $T(2,3) = -1,48$
<u>3^e tronçon</u>	$M(0) = 0$ $M(2) = 4,66$		$T(0) = 3,29$ $T(2) = 1,37$

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - \frac{Q_u \cdot x^2}{2} = 3,3 \cdot x - 0,482 \cdot x^2$$

• Pour $x = 0\text{m} \rightarrow M(0) = 0\text{ t}$

• Pour $x = 1,45\text{m} \rightarrow M(1,45) = 3,77\text{ t.m}$

$$\text{Et } T(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = 3,3 - 0,964 \cdot x$$

• Pour $x = 0\text{m} \rightarrow T(0) = 3,29\text{ t}$

• Pour $x = 1,45\text{m} \rightarrow T(1,45) = 1,89\text{ t}$

2^e tronçon : $0 \leq x \leq 2,3\text{m}$

$$M(x) = T \cdot x - \frac{Q_u \cdot x^2}{2} + M(0) = -0,73 \cdot x^2 + 1,89 \cdot x + 3,76$$

• Pour $x = 0\text{m} \rightarrow M(0) = 3,76\text{ t.m}$

• Pour $x = 2,3\text{m} \rightarrow M(2,3) = 4,24\text{ t.m}$

$$T(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = -1,466 \cdot x + 1,89$$

• Pour $x = 0\text{m} \rightarrow T(0) = 1,89\text{ t}$

• Pour $x = 2,3\text{m} \rightarrow T(2,3) = -1,48\text{ t}$

M(x) atteint la valeur maximale dans le 2^e tronçon quand :

$$T(x) = 1,89 - 1,466 \cdot x = 0 \rightarrow x = \frac{1,89}{1,466} = 1,29\text{m}$$

$x = 1,29 \rightarrow M_{(x)} \text{max} = 4,93\text{ t.m}$

3^e tronçon : $0 \leq x \leq 2,00\text{m}$

$$M(x) = R_B \cdot x - \frac{Q_u \cdot x^2}{2} = -0,48 \cdot x^2 + 3,29 \cdot x$$

• Pour $x = 0\text{m} \rightarrow M(0) = 0\text{ t.m}$

• Pour $x = 2\text{m} \rightarrow M(2) = 4,66\text{ t.m}$

$$T(x) = \frac{d(M(x))}{dx} = -0,9636 \cdot x + 3,29$$

• Pour $x = 0m \rightarrow T(0) = 3,29 t$

• Pour $x = 2m \rightarrow T(2) = 1,37 t$

Calcul du ferrailage :

$b=100 cm ; h=15cm ; c =c'=2cm ; \sigma_s = 348 MPa ; f_{bu} = 14,2 MPa d=13 cm$

$$f_{c28} = 25 MPa ; FeE400$$

Ferrailage longitudinal

- En travée : $M_t=4,19 t.m$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4,19.10^5}{100.13^2.142} = 0,17 < \mu_R = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.0,17}}{0,8} = 0,219$$

$$Z = d(1 - 0,4.\alpha) = 13(1 - 0,4.0,219) = 12,32 cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z.\sigma_s} = \frac{4,19.10^5}{12,32.3840} = 9,77 cm^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.13.\frac{2,1}{400} = 1,63 cm^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_s\} = A_s = 9,77 cm^2$$

On choisit : 10HA12

Ecartement entre les armatures

$$St \leq \min (3h; 33cm) = \min (3.15; 33) cm \text{ on adopte: } St=20cm$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9,77}{4} = 2,44 cm^2$$

On choisit 5HA10

- appuis $M_a=1,26t.m$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1,26.10^5}{100.13^2.142} = 0,048 \leq \mu_R = 0,186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}}{0,8} = 0,06$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 13(1 - 0,4 \cdot 0,061) = 13,16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1,26 \cdot 10^5}{13,16 \cdot 3840} = 2,75 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_s\} = A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,75}{4} = 0,68 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $M_t = 4,19 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,19 \cdot 10^5}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,17 \leq \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,17}}{0,8} = 0,219$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 13(1 - 0,4 \cdot 0,219) = 12,32 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{4,19 \cdot 10^5}{12,32 \cdot 3840} = 9,77 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_s\} = A_s = 9,77 \text{ cm}^2$$

On choisit : 10HA12

- **En appuis** $M_a = 1,26 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,26 \cdot 10^5}{100 \cdot 13^2 \cdot 142} = 0,048 \leq \mu_R = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}}{0,8} = 0,06$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 13(1 - 0,4 \cdot 0,061) = 13,16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1,26 \cdot 10^5}{13,16 \cdot 3840} = 2,75 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_s\} = A_s = 2,75 \text{ cm}^2$$

Armatures transversale (de répartition) :

- Travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,75}{4} = 0,6875 \text{ cm}^2 \text{ On choisit 5HA10}$$

- Appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,75}{4} = 0,6875 \text{ cm}^2 \text{ On choisit 3HA10}$$

Ecartement entre les armatures :

- Travée :

$$St = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} \quad St = 10 \text{ cm}$$

- Appuis :

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) \text{ cm} \quad St = 20 \text{ cm}$$

ELS

- $\sum M / B = R_A (5.75) - (0.686 \times 1.45) (1.45/2 + 4.3) - (0.9636 \times 2.3) (2.3/2 + 2) - (0.686 \times 2) (2/2)$

$$\Rightarrow R_A = 2.32 \text{ t}$$

- $\sum M / A = R_B (5.75) - (0.686 \times 2.00) (2.00/2 + 3.75) - (0.9636 \times 2.30) (2.30/2 + 1.45) - (0.686 \times 1.45) (1.45/2)$

$$\Rightarrow R_B = 2.26 \text{ t}$$

La valeur maximale du moment fléchissant tombe dans le 2^e tronçon

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - \frac{Q_s \cdot x^2}{2} = 2,32 \cdot x - 0,343 \cdot x^2$$

Pour $x = 0m \rightarrow M(0) = 0 \text{ t.m}$

Pour $x = 1,45m \rightarrow M(1,45) = 2,64 \text{ t.m}$

Et $T(x) = \frac{d(M(x))}{x} = -0,686 \cdot x + 2,32$

- Pour $x = 0m \rightarrow T(0) = 2,04 \text{ t}$

- Pour $x = 1,45m \rightarrow T(1,45) = 1,34 \text{ t}$

2^e tronçon : $0 \leq x \leq 2,3m$

$$M(x) = T \cdot x - \frac{Q_s \cdot x^2}{2} + M(x) = -0,482 \cdot x^2 + 1,34 \cdot x + 2,64$$

- Pour $x = 0m \rightarrow M(0) = 2,64 \text{ t.m}$
- Pour $x = 2,3m \rightarrow M(2,3) = 3,17 \text{ t.m}$

$$T(x) = \frac{d(M(x))}{x} = -0,9636 \cdot x + 1,34$$

Pour $x = 0m \rightarrow T(0) = 1,34 \text{ t}$

Pour $x = 2,3m \rightarrow T(2,3) = -0,87 \text{ t}$

M(x) atteint la valeur max dans le 2^e tronçon quand

$$T(x) = -0,9636 \cdot x + 1,34 = 0 \rightarrow x = \frac{0,9636}{1,34} = 0,72m$$

$x = 0,72m \rightarrow M_{(x)} \text{max} = 3,35 \text{ t.m}$

3^e tronçon : $0 \leq x \leq 2,00m$

$$M(x) = R_B \cdot x - \frac{Q_s \cdot x^2}{2} = -0,343 \cdot x^2 + 2,26 \cdot x$$

- Pour $x = 0m \rightarrow M(0) = 0 \text{ t.m}$

- Pour $x = 2m \rightarrow M(2) = 3,15 \text{ t.m}$

$$T(x) = \frac{d(M(x))}{x} = -0,686 \cdot x + 2,26$$

- Pour $x = 0m \rightarrow T(0) = 2,26 \text{ t}$

- Pour $x = 2m \rightarrow T(2) = 0,89 \text{ t}$

Le calcul se fait en considérant généralement un encastrement partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

$$\text{Moment en travée: } M_t = 0,85 \times M_{(x)max} = 2,85 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = -0,3 \times M_{(x)max} = -1,005 \text{ t.m}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot y}{I} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'axe neutre L'axe neutre:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$\frac{100 \cdot x^2}{2} - 15 \cdot 11,31 \cdot (13,5 - x) = 0$$

$$50 \cdot x^2 + 169,65 \cdot x - 2290,275 = 0$$

Résolution de l'équation du second degré : $x = 5,28 \text{ cm}$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - x)^2 = \frac{100 \cdot 5,28^3}{3} + 15 \cdot 11,31 \cdot (13,5 - 5,28)^2$$

$$I = 16357,02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t \cdot v}{I} = \frac{2,85 \cdot 10^2 \times 5,28}{16357,02} = 9,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche : !

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{575} = 0,026 \leq 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.Mo} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée la vérification de la flèche est donc nécessaire .

Le calcul se fera selon la méthode exposée dans le BAEL 91.

D'après le BAEL la flèche totale est : $\Delta \delta t = \delta v - \delta i$

La flèche admissible est $f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000}$ pour $l \geq 5m$

$$\delta i = \frac{Mtser.l^2}{10.Ei.I\delta i}$$

δi : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes

$$\delta v = \frac{Mtser.l^2}{10.Ev.I\delta v}$$

δv : La flèche de longue durée à l'ensemble des charges permanentes

$$I_0 = \frac{100.15^3}{12} + 15 \times 9,77 \times \left(\frac{15}{2} - 13\right)^2 = 33400,8 \text{ cm}^4$$

$$I\delta i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda i.\mu}$$

$$I\delta v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda v.\mu}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda i = \frac{0,05 + f_{t28}}{\rho(2 + 3.\frac{b_0}{b})} = 59,39 \text{ pour la déformation instantanée} \\ \lambda v = 0,4 \times \lambda i = 23,756 \text{ pour la déformation différée} \end{array} \right.$$

Pourcentage d'acier :

$$\rho = \frac{As}{b.d} = \frac{9,77}{100 \times 13} = 7,51.10^{-3}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda i = \frac{0,05 + 2,1}{7,51.10^{-3}(2 + 3.\frac{100}{100})} = 57,25 \\ \lambda v = 0,4 \times \lambda i = 22,9 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 7,51 \cdot 10^{-3} \times 20,5 + 2,1} \right] = 1,35 \\ \sigma_s = \frac{Mt_{ser}}{As \cdot Z} = \frac{2,3710^3}{9,77 \times 11,83} = 20,5 \\ Z = d - \left(\frac{x}{3} \right) = 13 - \left(\frac{5}{3} \right) = 11,83 \end{array} \right.$$

$$I\delta i = \frac{1,1 \times 33400,8}{1 + 57,25 \times 1,35} = 469,31 \text{ cm}^4$$

$$I\delta v = \frac{1,1 \times 33400,8}{1 + 23,756 \times 1,35} = 1110,98 \text{ cm}^4$$

Module de déformation :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,2 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,85 \text{ MPA}$$

$$\delta i = \frac{Mt_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I\delta i} = \frac{2,85 \times 5750^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 469,31} = 6,24 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\delta v = \frac{Mt_{ser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I\delta v} = \frac{2,85 \times 575^2 \times 10^4}{10 \times 10818,85 \times 1110,98} = 7,84 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\delta = \delta v - \delta i = 1,59 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,075 \text{ cm} \quad \text{Vérifier}$$

Poutre palière :

Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant le RPA99/2003.

Selon CBA93 :

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

$$L = 253 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,5h$$

$$h = 30 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

- 1-b ≥ 20cm.....30cm >20cm.....vérifiée
- 2-h ≥ 30cm.....35cm > 20cm.....vérifiée
- 3-h/b ≥ 4cm.....1.16cm <4cm.....vérifiée

Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 2.5 = 0.225 \text{tf/ml}$
- Poids de la maçonnerie : $0,476 \text{ tf/ml}$
- Effort tranchant venant de la volée : $R_A = 3,24 \text{tf/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=0,25 \times 0,3=0,075 \text{ t/ml}$

Combinaison d'actions

ELU : $q_u=1,35.G+1,5Q+R_A= 4,29 \text{ t/ml}$

ELS : $q_s=G+Q+R_A=3,021 \text{t/ml}$

Moment et effort tranchant: méthode forfaitaire :

$L=2,53 \text{ m}$ $q_u=4,29 \text{ t/ml}$ $q_s=3,021 \text{t/ml}$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \cdot l_0^2}{8} = \frac{4,29 \times 2,53^2}{8} = 3,43 \text{ t.m}$$

Moment en travée : $M_t=0,8 \times M_0$

Moment sur appui: $M_a=-0,3 \times M_0$

Effort tranchant en appui: $T = \frac{q_u \times l}{2}$

ETAT	M ₀	Ma (t.m)	Mt (t.m)	T (t)
L'ELU	3,43	-1,03	2,74	5,42
L'ELS	2,41	-0,723	1,93	3,82

Ferraillage :

Le calcul des armatures se fait essentiellement Vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m sur une section rectangulaire (b*h).

$h=30 \text{cm}$; $b=30 \text{m}$; $d=27 \text{ cm}$;

Vérification à l'ELU:

A. Travée

$M_t \text{ max} = 2,74 \text{t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,74 \cdot 10^5}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,08 \leq \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.0,08}}{0,8} = 0,104$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,104) = 25,87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{2,74 \cdot 10^5}{25,87 \times 3480} = 3,04 \text{ cm}^2$$

- **En appuis** : $M_a = 1,03 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,03 \cdot 10^5}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,03 \leq \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.0,03}}{0,8} = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,038) = 26,58 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1,03 \cdot 10^5}{26,58 \cdot 3840} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

	$M_u(\text{t.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_{s\text{calculé}}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{adopté}}$
En travée	2,74	0,08	0,104	25,87	3,04	0,97	4HA12=4,52cm^2
En appuis	1,03	0,03	0,038	26,58	1,11	0,97	3HA10=2,36cm^2

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{BAEL 91 (art A.5 .1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{ MPa} = \min(3,33; 4) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{5,42 \cdot 10^4}{300 \times 270} = 0,66 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

	M_s (t.m)	A_s (cm²)	x (cm)	I (cm⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b(MPa)	σ̄_b(MPa)	Vérification
Travée	1,93	4,52	9,01	29257,12	30	30	0,59	15	Vérifié
Appuis	-0,723	2,36	6,28	17600,15	30	30	0,25	15	Vérifié

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{575} = 0,11 \leq 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.Mo} \leftrightarrow 0,11 \geq 0,08 \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \end{array} \right. \quad \text{Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche}$$

n'est pas nécessaire.

✓ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$e = b/6 = 30/6 = 5\text{cm et } \Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tors} = \frac{M_t.l}{2} = \frac{2,74 \times 2,53}{2} = 3,46 \text{ t.ml}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle due à l'effort tranchant:**

$$\tau_{uf}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_{uf} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{3,46 \cdot 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 0,553 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ MPa} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{ MPa} = \min(2,5; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$(0,553)^2 + (0,24)^2 \leq (2,5)^2 \rightarrow 0,363 < 6,25 \text{ MPa}$$

❖ **Ferraillage**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément réparti sur sa longueur, c'est le moment sur appuis de l'escalier.

	M_{tors}(t.m)	b(cm)	h(cm)	A_scalculé(cm²)
Appuis	3,46	30	30	7,95

❖ **Ferraillage :**

$$\Sigma A_l = \frac{M_{tors} \times p_0}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,46 \cdot 10^5 \times 100}{2 \times 625 \times 3480} = 7,95 \text{ cm}^2$$

Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant le RPA99/2003.

Selon CBA93 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots 16,87 \text{ cm} \leq h \leq 25,3 \text{ cm}$$

$$L = 253 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \dots\dots\dots 7,5 \text{ cm} \leq b \leq 12,5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$1-b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2-h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3-h/b \geq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots 1.16 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Evaluation des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre} = 0.30 \times 0.30 \times 2.5 = 0.225 \text{ tf/ml}$$

$$\text{Poids de la maçonnerie} : 0,476 \text{ tf/ml}$$

$$\text{Effort tranchant venant de la volée} = R_A = 3,24 \text{ tf/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation} : Q = 0,25 \times 0,3 = 0,075 \text{ t/ml}$$

Combinaison d'actions

ELU : $q_u = 1,35.G + 1,5Q + R_A = 4,29 \text{ t/ml}$

ELS : $q_s = G + Q + R_A = 3,021 \text{ t/ml}$

Moment et effort tranchant: méthode forfaitaire :

$L = 2,53 \text{ m}$ $q_u = 4,29 \text{ t/ml}$ $q_s = 3,021 \text{ t/ml}$

$$\text{Moment isostatique : } M_o = \frac{q_u \cdot l_o^2}{8} = \frac{4,29 \times 2,53^2}{8} = 3,43 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,8 \times M_o = 2,74 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = -0,3 \times M_o = -1,03 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant en appui: } T_a = T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4,29 \times 2,53}{2} = 5,42 \text{ t.ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_o = \frac{q_s \cdot l_o^2}{8} = \frac{3,021 \times 2,53^2}{8} = 2,41 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,8 \times M_o = 1,93 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui: } M_a = -0,3 \times M_o = -0,723 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant en appui: } T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3,021 \times 2,53}{2} = 3,82 \text{ t.ml}$$

ETAT	Ma (t.m)	Mt (t.m)	T (t)
L'ELU	-1,03	2,74	5,42
L'ELS	-0,723	1,93	3,82

Tableau 13 : Moment appuis, travée et effort tranchant en ELU et ELS

✓ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement Vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1 m sur une section rectangulaire ($b \cdot h$).

$h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$;

Vérification à l'ELU:

A. Travée

$M_t \text{ max} = 2,74 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,74 \cdot 10^5}{30 \cdot 27^2 \cdot 142} = 0,08 \leq \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,08}}{0,8} = 0,104$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,104) = 25,87 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{2,74 \cdot 10^5}{25,87 \times 3480} = 3,04 \text{ cm}^2$$

- **En appuis** : $Ma = 1,03 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,03 \cdot 10^5}{30,27^2 \cdot 142} = 0,03 \leq \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03}}{0,8} = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 27 \cdot (1 - 0,4 \times 0,038) = 26,58 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1,03 \cdot 10^5}{26,58 \cdot 3840} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

	$M_u(\text{t.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_{s\text{calculé}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{s\text{adopté}}$
En travée	2,74	0,08	0,104	25,87	3,04	0,97	4HA12=4,52cm²
En appuis	1,03	0,03	0,038	26,58	1,11	0,97	3HA10=2,36cm²

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est peu préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{BAEL 91 (art A.5 .1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{ MPa} = \min(3,33; 4) \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{5,42 \cdot 10^4}{300 \times 270} = 0,66 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS :**

	M_s (t.m)	A_s (cm ²)	x (cm)	I (cm ⁴)	b (cm)	h (cm)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Vérification
Travée	1,93	4,52	9,01	29257,12	30	30	0,59	15	Vérifié
Appuis	-0,723	2,36	6,28	17600,15	30	30	0,25	15	Vérifié

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{575} = 0,11 \leq 0,0625 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10.Mo} \leftrightarrow 0,11 \geq 0,08 \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \leftrightarrow 0,0055 < 0,0105 \end{array} \right. \quad \text{Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche}$$

n'est pas nécessaire.

✓ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$e = b/6 = 30/6 = 5\text{cm et } \Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tors} = \frac{M_t.l}{2} = \frac{2,74 \times 2,53}{2} = 3,46 \text{ t.ml}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle due à l'effort tranchant:**

$$\tau_{uf}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_{uf} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{3,46 \cdot 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 0,553 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) \text{ Mpa} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\right) \text{ MPa} = \min(2,5; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$(0,553)^2 + (0,24)^2 \leq (2,5)^2 \rightarrow 0,363 < 6,25 \text{ MPa}$$

Les voiles

- **Ferraillage de voile sans ouverture :**
de calcul d'un voile disposé dans le sens X au niveau RDC :

$$\sigma_{MAX} = N_a/A + M*X/I$$

$$\sigma_{MIN} = N_u/aA - M*X/I$$

$$I = b^3h/12 = (0.2) \times (3.34)^3/12 = 0.62m^4$$

$$A = b*h = 0.2 \times 3.34 = 0.66m^2$$

$$X = L/2 = 3.34/2 = 1.67m$$

$$\sigma_{MAX} = \frac{67,82}{0.66} + \frac{190,83*1.67}{0.62} = 616.76 t/m^2$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{67,82}{0.66} - \frac{190,83*1.67}{0.62} = -411.25t/m^2$$

- ❖ **Lc: longueur de la zone comprimée.**

$$Lc = (\sigma_a * L) / (\sigma_a + \sigma_b) = (616.76 * 3.34) / (616.76 + 411.25) = 2m$$

- ❖ **Longueur tendue :**

$$Lt = L - Lc$$

$$Lt = 3.34 - 2 = 1.34m$$

$$d \leq \min (he/2 ; 2/3Lc) = \min \left(\frac{3.36}{2}, \frac{2*2}{3} \right) = \min(1.68, 1.33)$$

$$\text{Soit } d = 1.33 \leq Lt = 1.34m$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{min}}{Lt} = \frac{411.25}{1.34}$$

$$= 306.9t/m^3$$

$$\sigma_1 = \tan \alpha (Lt - d)$$

$$\sigma_1 = 306.9 * (1.34 - 1.33) = 3.06 t/m^2 \text{ Type equation here.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} = \frac{411.25 + 3.06}{2} = 207.15 t/m^2$$

$$F_{TRACTION} = \sigma_{moy} * S = 207.15 * (1.33 * 0.2) = 55.101 t = 55101 kg$$

$$A_s \geq \frac{F_{TRACTION}}{F_e} = \frac{55101}{4000} = 13.77 cm^2$$

$$= 13.77 cm^2$$

$$A_{\min}=0.002*20*133= 5.32\text{cm}^2$$

As> Amin... vérifier

On adopte pour un bonde de d=1.33 : 2 face

$$8\text{T14}=12.34*2=24.68$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h=0.0015 * b *h=0.0015*20*100 = 3\text{cm}$$

On adopte T 12

➤ **Armatures transversales :**

Soit des cadres T8.

•Vérification des contraintes:

$$T= 101,15$$

$$\tau = \frac{1.4 v}{0,9 b o * d} = \frac{101,15}{0.9*0.2*3.34} = 235.54 \frac{t}{m^2} = 2.3554 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.3554 \text{ MPa} < T_{\text{adm}} = 2.3554 \text{ MPa} \dots \text{Vérifier.}$$

CONCLUSION GENERALE

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications tel que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99)

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, en suite trancher sur le type de fondation.

-Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

-L'utilisation des logiciels robot 2017, expert permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour le robot 2017 la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

-L'établissements du projet de fin d'étude nous a permis de mettre à l'épreuve deux aspects fondamentaux de notre profession d'ingénieur :

- La première constatation est purement technique car nos valeurs et capacités de calcul ont toujours été exigées .C'est à travers nos recherches et information que nous avons pu prendre en charges certains problèmes techniques qui nous l'espérons ont abouti.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre dans nos futures études. C'est l'expérience et la recherche de la solution optimale qui nous fera aboutir.

- Le second constat concerne en général l'ingénieur et son environnement :

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude , il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique , il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcout important .



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

✓ **Règlements :**

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *RNV .1999: Règle neige et vent*

• **Cours :**

- *Résistance des matériaux. Mr : Araar Yamine*
- *Béton armée. Mm : KBAILI BACHIRE*
- *Dynamique des structures Mr :GUOASMIA*
- *Génie para-sisme Mr :*

✓ **Logiciels et programmes :**

- *AUTOCAD 2016 (Dessin)*
- *Manuel de « ROBOT 2017».*
- *Excel 2010*
- *WORD 2010.*