

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
Département de Génie Civil



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
جامعة حسيبة بن بوعلي بالشلف
كلية الهندسة المدنية و المعمارية
قسم الهندسة المدنية

Polycopié de:

Projet de fin cycle (Travaux Pratiques)



Domaine : Science & Technologie

Filière : Génie Civil

Spécialité : Génie Civil

Niveau : 3^{ème} année Licence

Présenté par : Dr. BERRADIA Mohammed

AVANT-PROPOS

Ce polycopié de travaux pratique, intitulé "Projet de fin de cycle", est en conformité avec le programme enseigné et s'adresse spécifiquement aux étudiants de troisième année de Licence en génie civil selon le système LMD. Il a été rédigé de manière simplifiée et est accompagné d'une application incluant les solutions après chaque chapitre. Cela vise à assurer une compréhension approfondie du contenu du cours et à offrir aux étudiants une vision claire de son application pratique dans le calcul des bâtiments en béton armé.

Dans ce module, les étudiants sont invités à calculer un bâtiment en béton armé comportant deux niveaux (RDC + un étage). Les différentes phases de calcul sont explicitement détaillées dans ce polycopié et serviront de guide pour les étudiants. Ce travail vise à familiariser les étudiants avec les calculs de bâtiments en béton armé en appliquant les réglementations en vigueur, telles que les Documents Techniques Réglementaires (DTR), le règlement Béton aux États Limites (BAEL 91/modifié 99) ou les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA), ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003).

Ce module nécessite une compréhension des principes de la résistance des matériaux et du béton armé, ainsi que la compétence dans l'utilisation d'un logiciel ETABS de calcul de structures. Cela permettra de modéliser la structure en béton armé et de déterminer les sollicitations requises.

Le manuscrit de chaque étudiant doit atteindre les objectifs définis, notamment la présentation de l'ouvrage, dimensionnement des éléments de la structure, le ferrailage des éléments secondaires et des portiques, le calcul des fondations, ainsi que la réalisation des dessins de ferrailage pour chaque élément étudié.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET	2
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE	2
I.3.1. Dimensions en élévation	2
I.3.2. Dimensions en plan	2
I.4. PRESENTATION DES DIFFERENTES ETAPES DE CALCUL D'UN PROJET	2
I.5. HYPOTHESE DE CALCUL	3
I.5.1. Hypothèse de calcul pour l'ELU	3
I.5.2. Hypothèse de calcul pour l'ELS	4
I.6. MATERIAUX UTILISES	4
I.6.1. Le béton	4
I.6.2. Les aciers	7
I.7. NORMES ET REGLEMENTS UTILISEES	9
I.8. CHOIX DU SYSTEME PORTEUR	9
I.9. ACTIONS	10
I.9.1. Actions permanentes (G)	11
I.9.2. Actions variables (Q)	11
I.10. SOLLICITATIONS	12
I.11. COMBINAISONS DE CALCUL	12

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURES ET EVALUATION DES CHARGES

II.1. INTRODUCTION	15
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER CORPS CREUX	15
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	17
II.3.1. Critère de rigidité	17
II.3.2. Vérification selon RPA99/V2003 (Art : 7.5.1)	17
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	18
II.4.1. Descente de charges	18
II.4.2. Vérification vis à vis du RPA 99/V 2003	21

CHAPITRE III : CALCUL ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS (CORPS CREUX, DALLES)

III.1. INTRODUCTION	29
III.2. CALCUL DU FERRAILLAGE PLANCHER A CORPS CREUX	29
III.2.1. Calcul des sollicitations maximales	29
III.3. CALCUL DU FERRAILLAGE DALLES	33
III.3.1. Dalles simplement appuyées	34
III.3.2. Dalles sur appuis continus	36

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES (UN BALCON, ACROTERE)

IV.1. INTRODUCTION	41
IV.2. CALCUL DU BALCON	41
IV.2.1. Balcons en porte-à faux	42
IV.2.2. Balcons sur appuis extérieurs	42
IV.2.3. Principe de calcul du balcon	43
IV.3. CALCUL DE L'ACROTERE	46
IV.3.1. Principe de calcul de l'acrotère	46

CHAPITRE V : CALCUL ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

V.1. INTRODUCTION	54
V.2. DEFINITION	54
V.3. CALCUL DE L'ESCALIER	55
V.3.1. Dimensionnement de l'escalier	55
V.3.2. Evaluation des charges permanente et d'exploitation	55
V.3.3. Ferrailage de l'escalier	56
V.3.4. Calcul de la poutre palière	58

CHAPITRE VI : CALCUL ET FERRAILLAGE D'UN PORTIQUE

VI.1. INTRODUCTION	64
VI.2. DEFINITION D'UN PORTIQUE	64
VI.3. CHARGEMENT SUR LES POUTRES	64
VI.4. SOLLICITATIONS INTERNES	65

VI.4.1. Poutre	65
VI.4.2. Poteau	67
VI.5. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE L'AXE 2	73
VI.6. CALCUL DU FERRAILLAGE DU POTEAU CENTRAL	79

CHAPITRE VII : SYSTEME DE FONDATION

VII.1. INTRODUCTION	85
VII.2. ROLE DE FONDATIONS	85
VII.3. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAU SOUMISES A UNE CHARGE CENTREE	85
VII.3.1. Dimensionnement de la semelle	85
VII.3.2. Calcul des armatures	86
VII.4. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAU SOUMISES A UNE CHARGE EXCENTREE	86

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 :	Règle des trois pivots.	4
Figure I.2 :	Diagramme parabole-rectangle du béton.	6
Figure I.3 :	Déformation instantanée et différée.	6
Figure I.4 :	Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	8
Figure I.5 :	Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux.	11
Figure II.1 :	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	15
Figure II.2 :	Surface de plancher supportée par le poteau.	18
Figure II.3 :	Surface afférentes pour chaque poteau.	22
Figure II.4 :	Surface afférentes (A_5) pour le poteau central.	23
Figure III.1 :	Dalle en béton armé.	33
Figure III.2 :	Ferraillage d'un panneau avec $\alpha \leq 0.4$.	35
Figure IV.1 :	Balcon isolé.	41
Figure IV.2 :	Balcon filant	42
Figure IV.3 :	Balcon en porte-à-faux.	42
Figure IV.4 :	Balcon sur appuis extérieur.	43
Figure IV.5 :	Schéma statique de calcul d'un balcon.	44
Figure IV.6 :	Schéma de ferraillage du balcon.	45
Figure IV.7 :	Acrotère.	46
Figure IV.8 :	Schéma statique de l'acrotère.	47
Figure IV.9 :	Schéma de ferraillage de l'acrotère.	52
Figure V.1 :	Escalier.	54
Figure V.2 :	Disposition des armatures dans une pailasse simple.	57
Figure V.3 :	Disposition des armatures dans un escalier.	57
Figure V.4 :	Schéma statique de calcul pour la poutre palière.	58
Figure V.5 :	Disposition des armatures de la poutre palière.	59
Figure V.6 :	Vue en plan et coupe de l'escalier (Dimension en 'cm').	59
Figure V.7 :	Schéma statique de l'escalier.	61
Figure V.8 :	Représentation du schéma de ferraillage de l'escalier.	62
Figure VI.1 :	Répartition de charges sur les poutres de plancher.	65
Figure VI.2 :	Distribution des charges pour une poutre de plancher.	66
Figure VI.3 :	Distribution des efforts internes pour une poutre de plancher.	66
Figure VI.4 :	Différents cas de chargement d'un poteau.	67
Figure VI.5 :	Chargement du portique de l'axe 2.	68
Figure VI.6 :	Diagramme du moment fléchissant (M).	70
Figure VI.7 :	Diagramme d'effort tranchant (V).	70
Figure VI.8 :	Diagramme d'effort normal (N).	71
Figure VI.9 :	Diagramme du moment fléchissant (M).	71
Figure VI.10 :	Diagramme d'effort tranchant (V).	72
Figure VI.11 :	Diagramme d'effort normal (N).	72

Figure VI.12 :	Schéma de ferrailage de la poutre de l'axe 2.	79
Figure VI.13 :	Disposition du ferrailage du poteau central.	83
Figure VII.1 :	Limite des fondations superficielles DTU 13.2.	85
Figure VII.2 :	Dimensionnement de la semelle.	86
Figure VII.3 :	Répartition trapézoïdale des contraintes.	87
Figure VII.4 :	Répartition triangulaire des contraintes.	87
Figure VII.5 :	Schéma de ferrailage de la semelle isolée sous poteau central (Dimensions en 'cm').	90

CHAPITRE I :

PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre requiert l'identification et la description des caractéristiques du projet type de bâtiment en béton armé. À partir des documents tels que la vue en plan, la coupe transversale et les informations collectées, l'étudiant doit extraire les dimensions de la construction, identifier la localisation géographique de l'ouvrage, ainsi que les matériaux qui ont été utilisés. L'organisation du travail à soumettre doit inclure ces éléments :

1. Présentation et description du projet ;
2. Matériaux utilisés ;
3. Hypothèses de calcul ;
4. Normes et règlements utilisés ;
5. Choix du système porteur.

La vue en plan et la coupe transversale du bâtiment a étudié sont présentés dans l'annexe 1.

I.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DU PROJET

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet de fin cycle est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Chlef, composé de deux niveaux, rez-de-chaussée et un étage. La construction est formée uniquement par portiques auto stable en béton armé. Les planchers sont composés de poutrelles + corps creux.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la wilaya de Chlef, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de forte sismicité (Zone III).

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE

I.3.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment (acrotère non compris).....6.80 m
- Hauteur du RDC.....3.40 m
- Hauteur du premier étage3.40 m

I.3.2. Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment11.25 m
- Largeur totale du bâtiment11.25 m

I.4. PRESENTATION DES DIFFERENTES ETAPES DE CALCUL D'UN PROJET

Les différentes étapes de calcul d'un bâtiment en béton armé sont :

- **Infrastructure ou fondation**, est la partie enterrée du bâtiment permettant d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage est placée au-dessous de la cote ± 0.00
- **Superstructure**, est placé au haut de la cote ± 0.00 , elle comprend les murs, les différents planchers, les poteaux, les poutres....etc.

Pour le calcul d'un projet de bâtiment plusieurs étapes sont nécessaires à savoir :

- Présentation et description du projet: le nombre de niveau, usage de la construction, les caractéristiques architecturales, les éléments composants l'ouvrage, le site d'implantation ;
- Les matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier (définitions, caractéristiques mécaniques,...) ;
- Pré dimensionnement des éléments de la structure (poutres, poteaux) ;
- Ferrailage des éléments secondaires (plancher, escalier, balcon, acrotère) ;
- Calcul et ferrailage d'un portique (poteaux, poutres) ;
- Système de fondation ;
- Production des plans pour les éléments calculés ;
- Conclusions.

1.5. HYPOTHESE DE CALCUL

Nous utilisons la théorie des états limites comme base de notre calcul. Un état limite représente une situation spécifique dans laquelle une condition nécessaire pour une construction (ou l'un de ses composants) est complètement respectée, mais serait compromise en cas de changement défavorable dans une action. Au-delà de cet état limite, la structure (ou l'un de ses éléments) cesse de fonctionner comme prévu, perdant ainsi sa capacité à remplir ses fonctions initiales.

Il y a deux classifications d'états limites que l'on peut identifier :

1.5.1. Hypothèse de calcul pour l'ELU

Ces hypothèses sont les suivantes :

- Hypothèse de **Navier-Bernoulli** : une section droite, plane avant déformation reste plane après déformation à la ligne moyenne ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement ultime du béton :
 $\varepsilon_{bc} = 3\text{‰}$: Dans le cas de flexion ou flexion composé.
 $\varepsilon_{bc} = 3\text{‰}$: Dans le cas de compression simple.
- L'allongement ultime de l'acier est 10‰ ;
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des trois pivots A, B et C (Figure I.1).

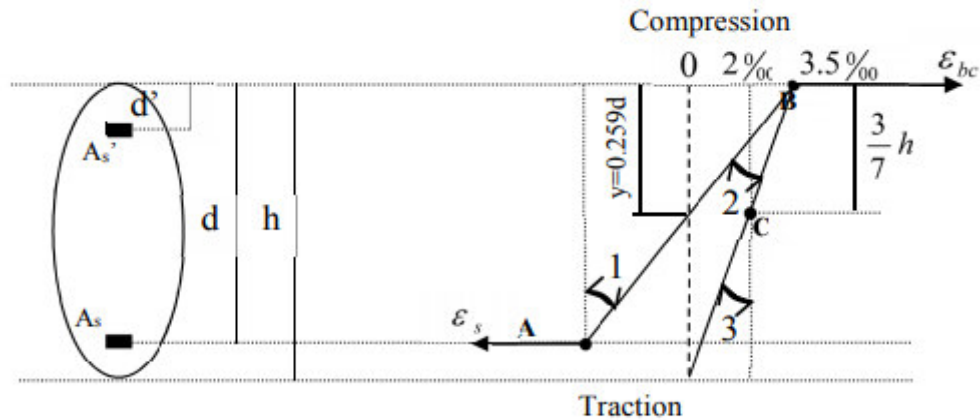


Figure I.1 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section (est représenté par une droite) correspond à un état limite s'il passe par un des pivots **A**, **B** et **C**, ces pivots sont définis comme suite :

- **Le pivot A** : il correspond à un allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée au centre de gravité des armatures tendues ;
- **Le pivot B** : il correspond à un raccourcissement limite de 3,5‰ du béton de la fibre les plus comprimée ;
- **Le pivot C** : il correspond à un raccourcissement limite de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $(3h/7)$ de la fibre les plus comprimée.

1.5.2. Hypothèse de calcul pour l'ELS

Ces Hypothèses sont les suivantes :

- Hypothèses de Navier Bernoulli ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires (lois de Hooke) $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} \times E_b$ et $\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s$;
- Par convention, le rapport entre les modules d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton ou coefficient d'équivalence est pris égale à $n = E_s/E_b = 15$.

I.6. MATERIAUX UTILISES

Les matériaux utilisés dans la construction sont conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99 [2] et CBA 93 [3].

I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau composite constitué de grains minéraux et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts qui seront développés.

I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.90j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad (I.1)$$

Pour le **présent projet**, la résistance caractéristique en compression f_{c28} est égale à **22 MPa**.

I.6.1.2. Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (I.2)$$

Pour **notre cas** ; $j = 28$ jours et $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$; donc: $f_{t28} = 1.92 \text{ MPa}$

Les formules données ci-dessus restent toutefois des méthodes d'approche mathématique de la valeur f_{cj} et f_{tj} , dans la pratique les valeurs de f_{cj} sont obtenues par des essais de compression sur éprouvettes cylindriques (16x32) cm² à 28 jours d'âge.

I.6.1.3. Contrainte limite

a) Contrainte limite à la compression

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (I.3)$$

Avec ;

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

b) Contrainte de service à la compression

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad (I.4)$$

c) Diagramme contraintes-déformation du béton

Pour le calcul relatif à L'ELU, on utilise pour le béton le diagramme dit « parabole- rectangle » ou bien par mesure de simplification de calcul le diagramme « rectangle-simplifié »

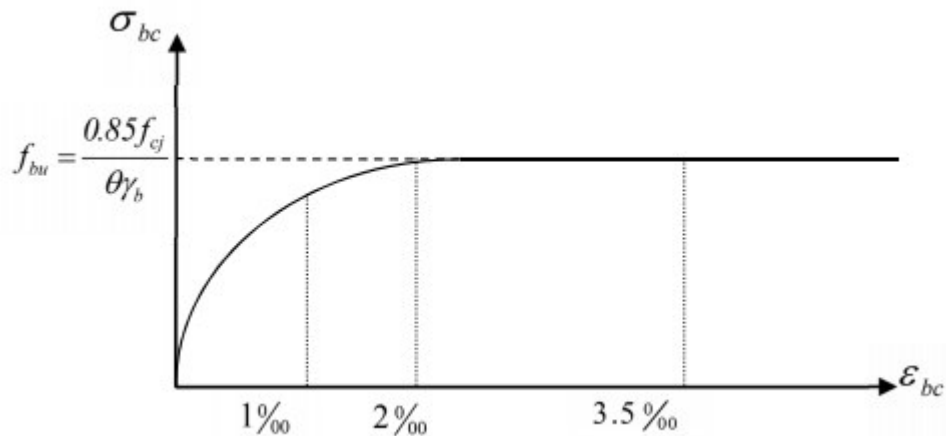


Figure I.2 : Diagramme parabole-rectangle du béton [2].

I.6.1.4. Déformations longitudinales du béton

Un élément en béton soumis à la compression admet dès l'application de la charge une déformation instantanée. Mais au cours du temps, cette déformation va continuer à croître du fait du fluage (déformation dans le temps, sous charge constante) et sera même trois fois plus importante que la déformation instantanée.

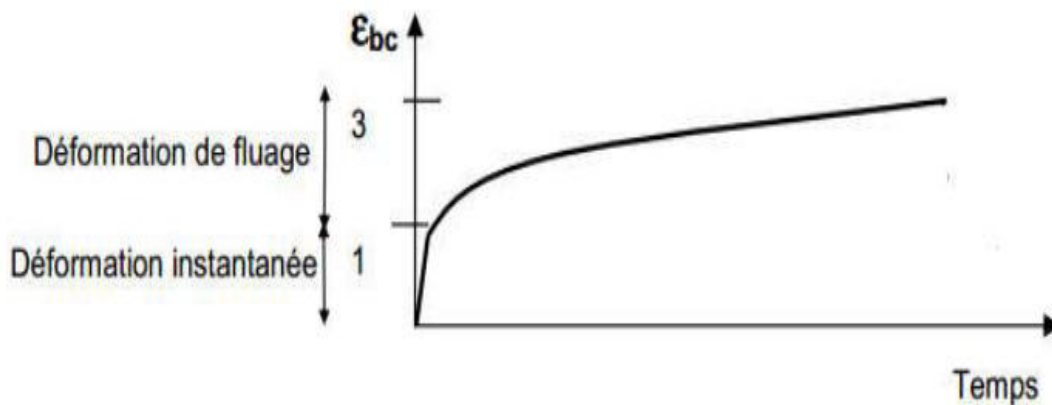


Figure I.3 : Déformation instantanée et différée [2].

a) Déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} vaut :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \quad (I.5)$$

b) Déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \text{ (MPa)} \quad (I.6)$$

I.6.1.5. Coefficient de poison

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

- L'ELU : $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations ; ν
- L'ELS : $\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations.

I.6.2. Les aciers

L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

Le tableau I.1 ci-après donne les limites d'élasticité des aciers courants utilisés :

Tableau I.1 : Limite d'élasticité du type d'aciers [2].

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à hautes adhérences
	$feE215$	$feE235$	$feE400$	$feE500$	$TLE500$	$FeTE500$
$f_e \text{ (MPa)}$	215	235	400	500	500	500

Les armatures de haute adhérence : sont utilisées pour le ferrailage principal des éléments structuraux, tels les fondations, les longrines, les poteaux, les poutres, les chainages, les escaliers, les planchers,...etc.

Les armatures rondes lisses : sont utilisées comme cadres, étriers, épingles, des poteaux, des poutres, des chainages, des nervures des planchers ou comme des chaises entre les nappes,...etc.

Les diamètres commerciaux des barres indépendantes sont (en mm) :

6 8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les treillis soudés sont utilisés pour ferrailer rapidement des éléments plans, tels que les dalles et les dallages (plate-forme). Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux et sont composés d'aciers à haute adhérence.

I.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier

Pour le calcul, on utilise le digramme contrainte-déformation comme illustré sur la Figure I.4 :

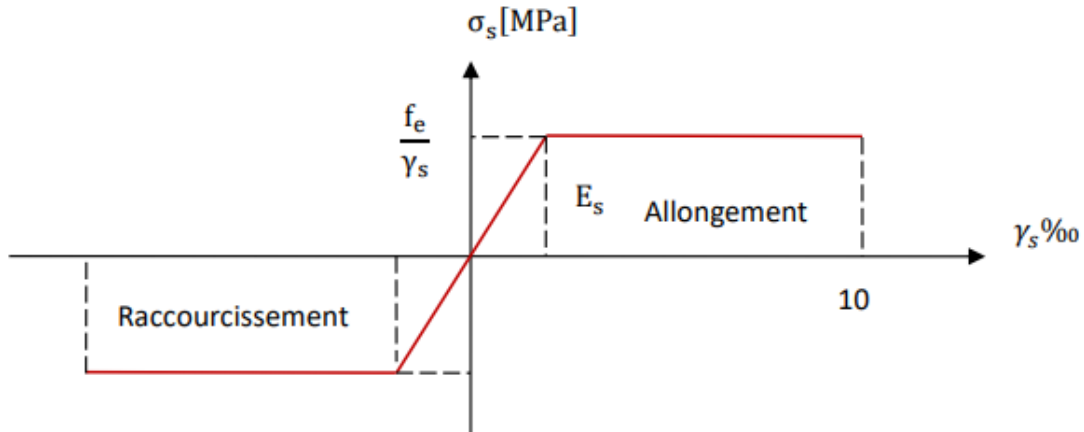


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [2].

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

❖ **Contrainte limites σ_s :**

❖ **ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (MPa) } \text{ telque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas générale} \\ 1 & \text{Cas accidentelle} \end{cases} \quad (I.7)$$

γ_s : est le coefficient de sécurité d'acier.

❖ **ELS**

La valeur de σ_s est donnée en fonction de fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

Dans ce cas aucune vérification à faire.

Cas 2 : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right) \text{ (MPa)} \quad (I.8)$$

Avec :

η : est un coefficient numérique, dite coefficient de fissuration, dont :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisse ;

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence $\phi \geq 6mm$;

$\eta = 1,3$ Pour les armatures à haute adhérence $\phi < 6mm$;

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.8\xi \quad (MPa) \quad (I.9)$$

I.7. NORMES ET REGLEMENTS UTILISEES

- **Document Technique Réglementaire (D.T.R. - B.C. 2.2) « Charges permanentes et charges d'exploitation» [4]**

Le présent document traite des " charges permanentes" et "charges d'exploitation" des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

- **Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003 [1]**

Le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/v2003» qui a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) pour le contrôle technique de la construction lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

- **Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé CBA 93 [3]**

Le présent Document technique réglementaire D.T.R. B.C.2.41 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé », en abrégé CBA 93, a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.8. CHOIX DU SYSTEME PORTEUR

Les contreventements sont constitués d'un ensemble d'éléments de construction qui garantissent la stabilité et la rigidité d'un bâtiment face aux forces horizontales induites par des facteurs tels que le vent, les tremblements de terre et d'autres causes. Le choix du système de contreventement doit prendre en considération plusieurs critères, notamment la fiabilité, la

capacité à dissiper l'énergie lors d'une action sismique, ainsi que le comportement dynamique des fondations du sol. Selon l'article 3.4 du RPA99 [1], les différents systèmes de contreventement sont classés en catégories

Pour un ouvrage courant en béton armé, le contreventement de la structure est assuré par :

a) Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques), leur usage est limité par la réglementation (RPA) : Zone IIb et III : le nombre de niveaux est limité à 3 ou 11m de hauteur. Zone IIa : le nombre de niveaux est limité à 4 ou 14m de hauteur Zone I : le nombre de niveaux est limité à 5 ou 17m de hauteur

b) Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur ne dépasse pas 10 cm. Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser :

En zone III : 2 niveaux ou 8 m de hauteur

En zone IIb : 3 niveaux ou 11 m de hauteur

En zone IIa : 4 niveaux ou 14 m de hauteur

En zone I : 5 niveaux ou 17 m de hauteur

I.9. ACTIONS

On appelle actions, l'ensemble des charges (forces, couples,...etc) appliquées à la structure (voir figure 1.3), ainsi que les conséquences des modifications telle que retrait, tassement, ... etc, qui entraînent des déformations de la structure.

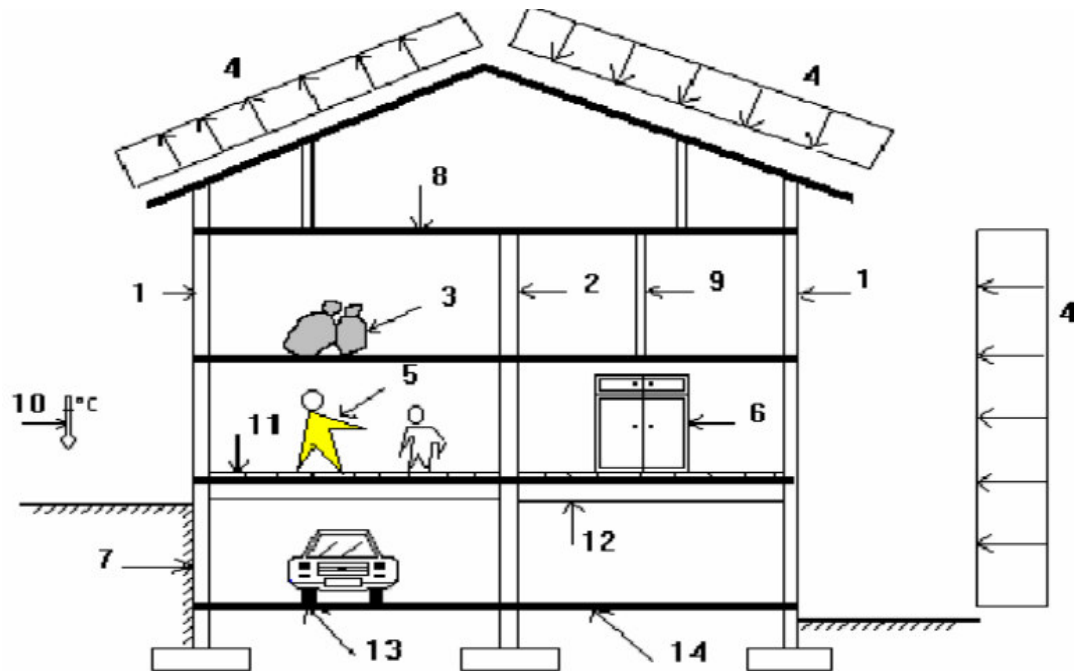


Figure I.5 : Coupe schématique d'un bâtiment à 4 niveaux.

Légende :

1 - Mur De Façade ; 2 - Mur De Refend ; 3 - Charge Concentrée ; 4 - Action Du Vent ; 5 - Personnes ; 6 - Meuble ; 7 - Poussée Des Terres ; 8 - Plancher en béton armé ; 9 - Cloisons ; 10 – Température ; 11 - Revêtement de plancher ; 12- Poutre en béton armé ; 13- Automobile ; 14 - Sous-pression d'eau.

Les actions peuvent être classées en trois catégories en fonction de leur variation d'intensité dans le temps :

- actions permanentes.
- actions variables (d'exploitations).
- actions accidentelles.

I.9.1. Actions permanentes (G)

Elles sont appliquées avec une intensité constante ou très peu variable dans le temps et comportant :

- Le poids propres de la structure ;
- Les charges de superstructure telle que les cloisons, les revêtements, des équipements fixe, de la poussée des terres, des pressions de l'eau, des déformations comme le retrait.

I.9.2. Actions variables (Q)

Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions.

Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction. On distingue :

- Des actions d'exploitation (Q) comme, les personnes, les meubles.
- Des actions climatiques fixées par des textes réglementaires comme le vent 4 (V), la neige (N).
- Des actions de la température (T).

I.10. SOLLICITATIONS

Ce sont les forces et moments produits par les actions dans les éléments d'une construction telle que : effort normal (N), effort tranchant (T) et moment de flexion (M). Ces actions sont calculées en utilisant les procédés de la résistance des matériaux (RDM).

I.11. COMBINAISONS D'ACTIONS

Le règlement CBA93 impose que les sollicitations de calcul soient calculées à partir des actions appliquées à la structure affectées de coefficients particuliers, selon le type de l'action ainsi de justification que l'ont effectué. Cela conduit à ce que l'appelle combinaisons d'actions.

Pour effectuer ces combinaisons, les actions sont notées comme suivants :

- G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables ;
- G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables ;
- Q_1 : action variable dite de base ;
- Q_i : action variable dite d'accompagnement.

I.12. COMBINAISONS DE CALCUL

I.12.1. Etats limites ultimes : (E.L.U)

D'après le CBA93, pour déterminer les sollicitations lors des situations durables ou transitoires, la combinaison dite fondamentales à considérer.

$$1,35.G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}.Q_1 + \sum_{i=1}^n 1,3\psi_{oi}.Q_i \quad \text{Eq (I.1)}$$

$\gamma_{Q1}= 1,5$ dans le cas général,

$\gamma_{Q1}= 1,35$ pour la température, les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine, charges routières étroitement bornées ou de caractères particuliers.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, donné à l'annexe C du CBA93.

Pour déterminer les sollicitations lors d'une situation accidentelle la combinaison à considérer est la **combinaison accidentelle** :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot Q_i \quad \text{Eq (I.2)}$$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{11} \cdot Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} \cdot Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

Les coefficients ψ_1 et ψ_2 sont donnés à l'annexe C du CBA93.

I.12.2. Etats limites de services : (E.L.S)

La combinaison d'action à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{oi} \cdot Q_i \quad \text{Eq (I.3)}$$

CHAPITRE II :

**PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS DE
STRUCTURES ET
EVALUATION DES CHARGES**

II.1. INTRODUCTION

L'étape cruciale d'un projet de génie civil consiste à pré-dimensionner les composants d'une structure tels que les plancher, les poutres et les poteaux. Ce processus repose sur le concept de la répartition des charges, afin de déterminer les forces agissant sur chaque élément en raison des charges et surcharges. L'objectif du pré-dimensionnement est de réaliser une estimation initiale des dimensions requises pour les différents éléments porteurs. Cette estimation se base sur les normes du CBA 93 [3], BAEL 91 modifié 99 [2], RPA 99 Version 2003 [1] et DTR, dans le but de parvenir à définir des dimensions économiquement optimales.

Ce chapitre se consacre au pré-dimensionnement du plancher à corps creux, ainsi qu'à celui des poutres principales et secondaires. Cependant, il se concentrera exclusivement sur le pré-dimensionnement du plancher à corps creux. De plus, il convient de noter que la descente de charges est une étape indispensable pour le pré-dimensionnement des poteaux.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER CORPS CREUX

Le plancher, au sein d'une structure, représente une surface horizontale qui sépare deux niveaux. Typiquement, un plancher à corps creux est composé de 3 éléments principaux comme illustré dans la Figure II.1 : Les corps creux, les poutrelles et une dalle de compression.

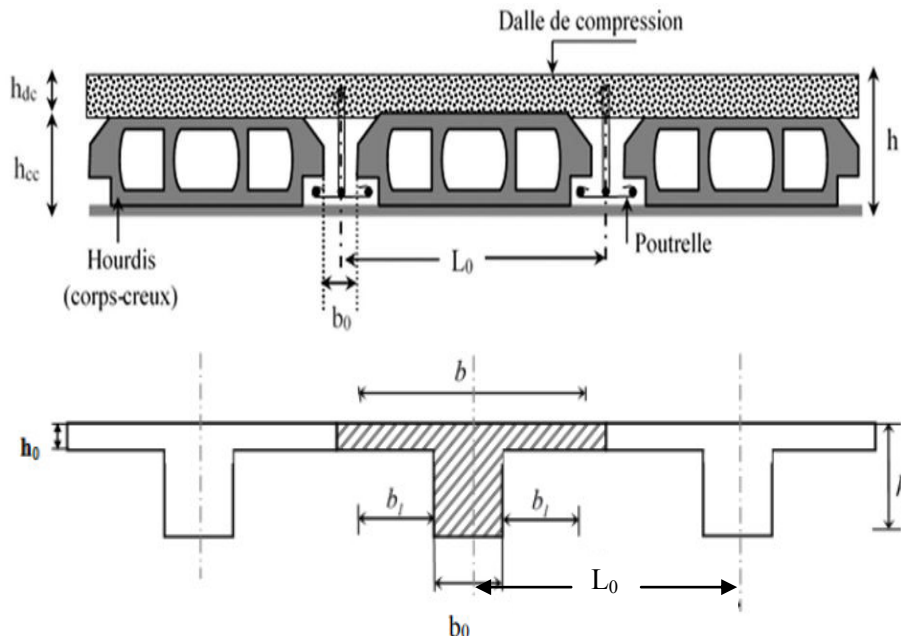


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux [5].

Avec,

- ✓ h : Hauteur total du plancher
- ✓ h_{cc} : hauteur du corps creux ;
- ✓ h_{dc} : hauteur de la dalle de compression ;

- ✓ b_o : largeur de la nervure, $b_o = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h$;
- ✓ L_o : Distance entre axe des poutrelles ;
- ✓ b : Largeur efficace.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères essentiels, à savoir :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Conformément aux dispositions du CBA93 [3], le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux, est effectué en garantissant que la flèche suivante satisfait la condition :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (II.1)$$

Ou,

h_t : Hauteur total du plancher,

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

La largeur efficace b est déterminée selon le CBA 93 [3], comme suit :

$$\frac{b - b_o}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{2}\right) \quad (II.2)$$

Avec,

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles ;

L_y^{min} : Longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

• Application

En considérant le plan de l'annexe 1.

Nous avons longueur maximale de poutrelle entre nus d'appuis : $L_{max} = (375 - 30) = 345 \text{ cm}$

- Calcul de la hauteur totale du plancher à corps creux :

$$h_t \geq \frac{345}{22.5} = 15.33 \text{ cm}$$

Selon le DTR, on adopte $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4)

Soit l'épaisseur de la table de 4 cm et hauteur du corps creux de 16 cm

- Calcul de l'épaisseur de la largeur b_o :

Nous avons :

b_o est pris égal à 12cm selon BAEL [2] pour des raisons pratiques ;

$$l_x = 48 \text{ cm et } l_y^{min} = 345 \text{ cm}$$

On remplace ces valeurs dans la formule précédente, on trouve ;

$$\frac{b - 12}{2} \leq \min\left(\frac{48}{2}, \frac{345}{2}\right) \Rightarrow \frac{b - 12}{2} \leq 24 \Rightarrow b \leq 60$$

On adopte une largeur efficace de la poutrelle **$b = 60 \text{ cm}$**

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (rectangulaires, en I ou en té,), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Les poutres sont dimensionnées par rapport aux conditions de la flèche admissible et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du RPA 99 version 2003 [1].

II.3.1. Critère de rigidité

- La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{II.3})$$

Où,

L_{\max} : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis ;

h : Hauteur de la poutre.

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad (\text{II.4})$$

II.3.2. Vérification selon RPA99/V2003 (Art : 7.5.1) [1]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓ $h/b \leq 4$

• Application

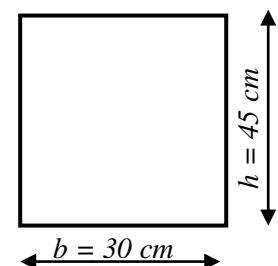
En considérant toujours le plan de l'annexe 1.

- Dimensionnement de la poutre de l'axe 2 (sens porteur) et l'axe B (non porteur) ;

a) Dimensionnement de la poutre de l'axe 2 (sens porteur)

Nous avons, $L_{\max} (\text{entre nus}) = (375 - 40) = 335 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \\ 22.33 \leq h \leq 33.5 \end{cases} ; \text{ On prend : } h = 45 \text{ cm}$$



Alors : $0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$; On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

b) Vérification selon RPA99/V2003 [1]

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée
- ✓ $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{ cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée
- ✓ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,5 \leq 4\text{ cm}$ condition vérifiée

Même raisonnement pour le dimensionnement de la poutre de l'axe B (non porteur) ;

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

II.4.1. Descente de charges

Le processus de descente de charges s'effectue du niveau le plus élevé, tel que la charpente ou la toiture-terrasse, vers le niveau le plus bas, correspondant au niveau ± 00 . Cette descente de charges est réalisée en se concentrant sur le poteau le plus fortement sollicité, à savoir celui supportant des charges réparties sur une surface d'influence (S), comme illustré dans la Figure II.2 :

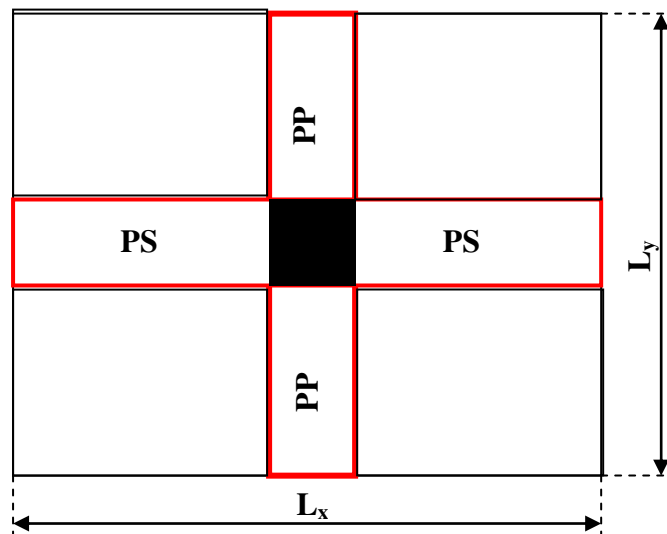


Figure II.2 : Surface de plancher supportée par le poteau.

a) Détermination du N_G

La charge permanente de la structure N_G est déterminée par la formule suivante :

$$N_G = G_{\text{niveau-terrasse}} + n \times G_{\text{niveau-courant}} + (n+1) \times P_{\text{poteaux}} \quad (\text{II.5})$$

Ou ;

$$G_{\text{niveau-terrasse}} = G_{\text{plancher-terrasse}} \times S + (P_{\text{poutre-porteuse}} + P_{\text{poutre-non-porteuse}})$$

$$G_{\text{niveau-courant}} = G_{\text{plancher-courant}} \times S + (P_{\text{poutre-porteuse}} + P_{\text{poutre-non-porteuse}})$$

Tel que :

n : Nombre de niveaux courants ;

P : Poids propre.

b) Détermination du N_Q **Loi de dégression [2] :**

- Soit S_0 la surcharge appliquée au toit ou à la terrasse de couverture.
- Soit S_i la surcharge appliquée à l'étage numéro i , les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcule \sum_i : surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i : le schéma ci-après \sum_i dans le cas où les surcharges S_i sont différents et dans le cas où elle sont toutes égales à la même valeur.

Schémas de principe Structure d'un bâtiment	
Surcharges S_i différentes	Surcharges S_i identiques
$\sum_0 = S_0$ $\sum_1 = S_0 + S_1$ $\sum_2 = S_0 + 0.95(S_1 + S_2)$ $\sum_3 = S_0 + 0.9(S_1 + S_2 + S_3)$ $\sum_4 = S_0 + 0.85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$	$\sum_0 = S_0$ $\sum_1 = S_0 + S$ $\sum_2 = S_0 + 1.9S$ $\sum_3 = S_0 + 2.7S$ $\sum_4 = S_0 + 3.4S$
$\sum_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n S_i \quad n \geq 5$	$\sum_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} S \quad n \geq 5$

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

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{II.6})$$

Avec ;

- B_r : Section réduite du poteau (en cm^2) ;
 $B_r = (b_1 - 2\text{cm}) \times (h_1 - 2\text{cm})$ pour une section rectangulaire.
 $B_r = (b_1 - 2\text{cm})^2$ pour une section carrée
- A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ;
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable) ;
- $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité d'acier ;

- α : Coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique (λ) qui prend la valeur :

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right. \quad (\text{II.7})$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = \frac{0.85}{\beta} \\ \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \end{array} \right. \quad (\text{II.8})$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

- l_f : Longueur de flambement ;

D'après le **CBA93 [3]**, Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur $l_f = 0.7l_o$

- l_o : Hauteur libre du poteau.

D'après le **CBA93 [3]**, La longueur libre l_o d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

- i : Rayon de giration, tel que : $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$

I est le Moment d'inertie de la section et **B** est l'aire de la section du béton.

Pour une section rectangulaire $b \times h$ ($b \geq h$) : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{h}$

La **section réduite** du poteau est déterminé par l'expression suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{II.9})$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre $A/B_r = 1\%$, soit :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0085 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{II.10})$$

Avec, $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

II.4.2. Vérification vis à vis du RPA 99/V 2003 [1]

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et II_a
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone II_b et III
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
 - $1/4 < b_1/h_1 < 4$
 - **Application**
 - Calcul des surfaces A_i des zones d'influences A revenant sur chaque poteau (plan de l'annexe1).
- On adopte une section de poteau (40x40) cm²

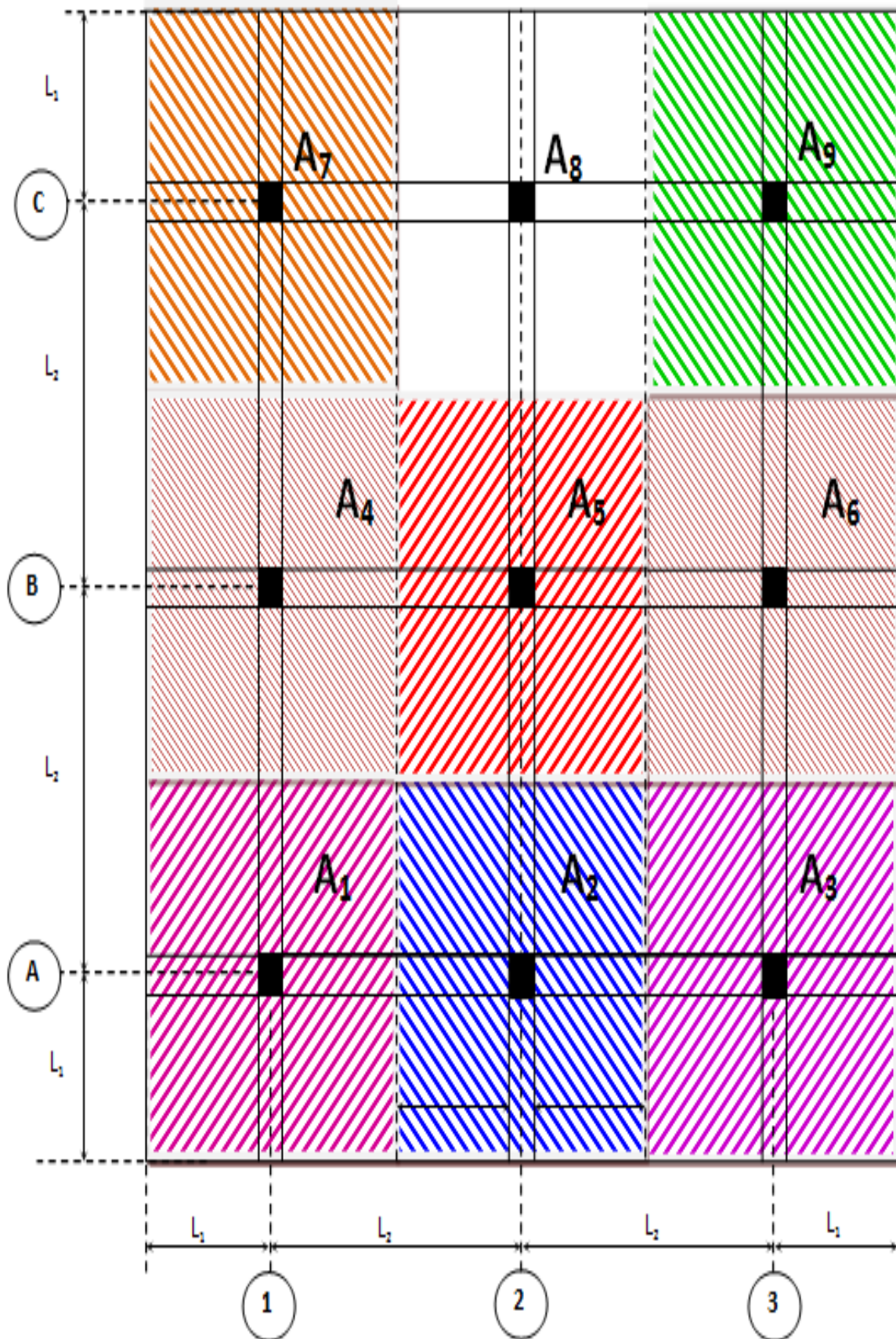


Figure II.3 : Surface afférentes pour chaque poteau.

Les surfaces A_i des zones d'influences A revenant sur chaque poteau. Dans notre cas tous les poteaux auront la même surface d'influence $A_1 = A_2 = \dots = A_9$

La surface d'influence du poteau central A_5 est :

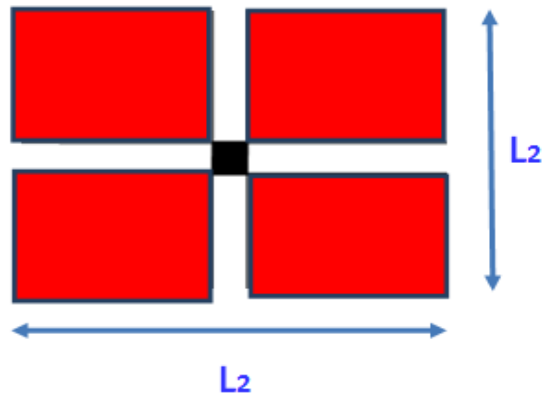


Figure II.4 : Surface afférentes (A_5) pour le poteau central.

$$A_5 = \left[\left(\frac{L_2}{2} - \frac{b}{2} \right) \times \left(\frac{L_2}{2} - \frac{b}{2} \right) \right] \times 4 = 11.90 \text{ cm}^2$$

○ La charge permanente g par mètre carré du plancher terrasse

a) Plancher terrasse [4] :

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
- Protection gravier	5	20	1
- Etanchéité multicouche	2	6	0.12
- Isolation thermique	4	4	0.16
- Béton en pente 1.5 %	10	22	2.2
- Corps creux + table de compression	16 + 4	/	2.85
- Enduit de plâtre	2	10	0.2
$g_t = 6.53 \text{ KN/m}^2$			

La charge permanente g par mètre carré du plancher terrasse : **$g_t = 6.53 \text{ KN/m}^2$**

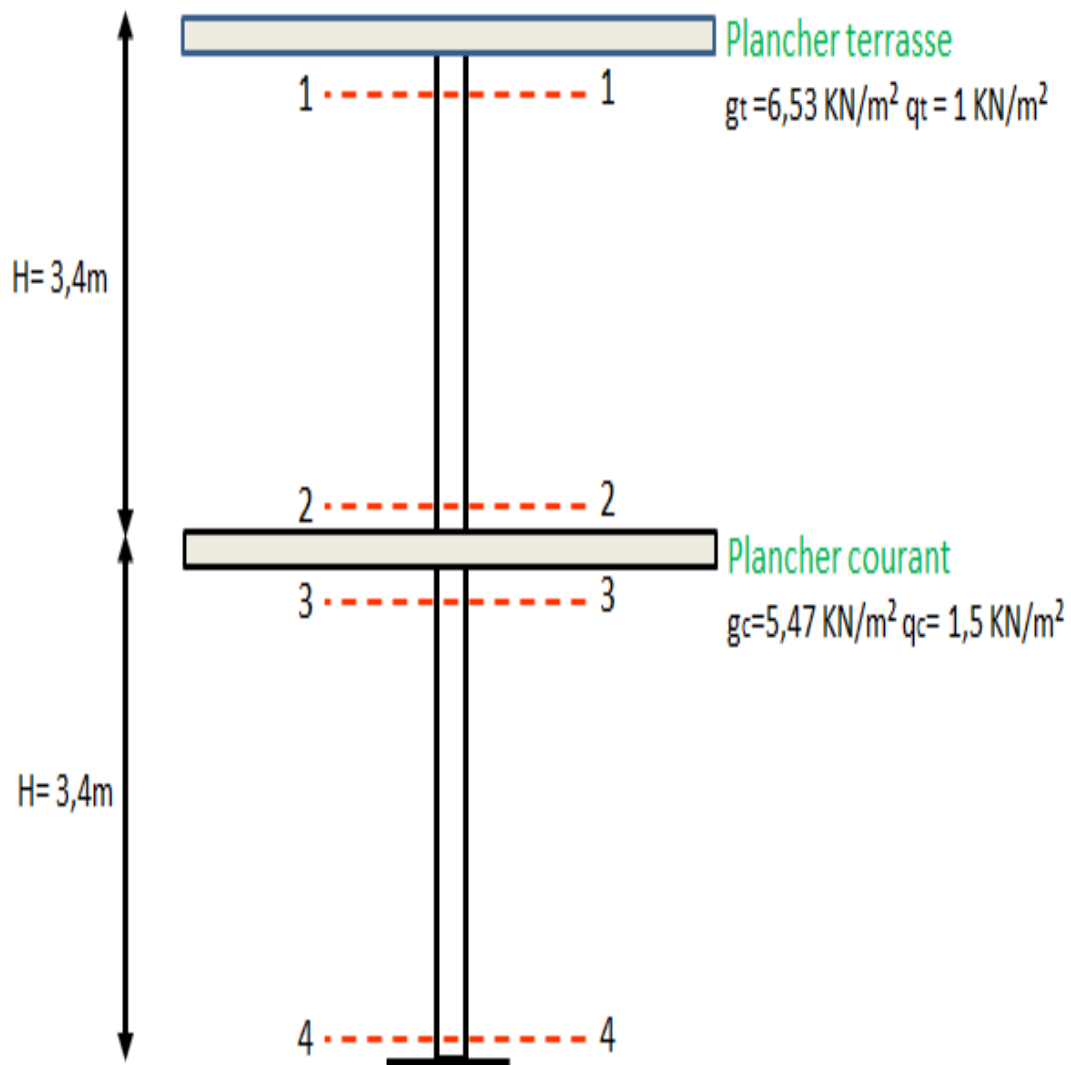
b) Plancher étage courant [4]:

Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	3	20	0.6
Sable	2	19	0.38
Dalle de compression + corps creux	16+4	/	2.85
Cloison de distribution	10	/	1
Enduit de plâtre	2	10	0.2
$g_c = 5.47 \text{ KN/m}^2$			

La charge permanente g par mètre carré du plancher étage courant : **$g_c = 5.47 \text{ KN/m}^2$**

- Déterminer l'effort normal N revenant sur le poteau central

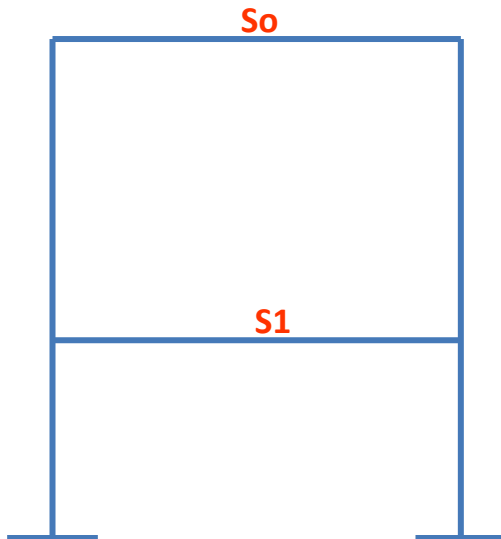
Pour chaque niveau et sur la surface d'influence A_5 , on va prendre 2 sections. La première au-dessous du plancher où le sommet du poteau et la deuxième à la base du poteau où dessus du plancher. Concernant les charges, on considère tous les charges qu'elles reviennent. Dans notre cas, il n'y pas de maçonnerie.



a) Charge permanente

descente de charge sur le poteau A5		Ni (KN)	N _{Gi} (KN)
Niveau 1-1			
poids du plancher sur A5	$A_5 \times g_t$	77.707	
poids de la poutre sens x	$(L_2 - h_1) \times b \times h \times \gamma$	11306	
poids de la poutre sens y	$(L_2 - b_1) \times b \times h \times \gamma$	11.306	
N1			100.319
poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times H \times \gamma$	13.6	
Niveau 2-2			
N2			113.919
Niveau 3-3			
poids du plancher sur A5	$A_5 \times g_C$	65.093	
poids de la poutre sens x	$(L_2 - h) \times b \times h \times \gamma$	11.306	
poids de la poutre sens y	$(L_2 - b) \times b \times h \times \gamma$	11.306	
N3			201.624
Niveau 4-4			
poids du poteau N4	$b_1 \times h_1 \times H \times \gamma$	13.6	
N4 = N_G			215.224

Note : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

b) Charge d'exploitation

Dans ce cas on adopte la surface afférente

$$S = L_2 \times L_2 = 14.06 \text{ m}^2$$

Surcharges identiques

$$\Sigma_0 = S_0$$

$$\Sigma_1 = S_0 + S_1$$

AN :

$$\Sigma_0 = 14.06 \times 1$$

$$\Sigma_1 = 14.06 \times 1 + 14.06 \times 1.5 = 35.15 \text{ KN}$$

$$N_Q = 35,15 \text{ KN}$$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau central est donné par :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q \Rightarrow N_u = 1.35 \times 215.2 + 1.5 \times 35.15 = 343.25 \text{ KN}$$

c) Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Ou, } \left\{ \begin{array}{l} l_f = 0.7l_o \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{ m} \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \frac{0.4}{\sqrt{12}} = 0.12 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \lambda = \frac{2.38}{0.12} = 19.83$$

$$\text{On a : } \lambda = 19.83 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = 0.80$$

On doit vérifier que $B_{r,adopté} > B_{r,calculé}$

On a,
$$B_{r,adopté} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

AN :
$$B_{r,adopté} \geq \frac{343.25 \times 10^{-3}}{0.8 \left[\frac{22}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.0217 m^2$$

$$B_{r,adopté} = (a - 2)^2 = (0.4 - 0.02)^2 \Rightarrow B_{r,adopté} = 0.144 m^2 \geq B_{r,calculé} = 0.0217 m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

○ Vérifier les dimensions du poteau central

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone II_b et III $\Rightarrow \text{Min}(40, 40) \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(40, 40) \geq 340/20 = 17 \text{ cm}$ condition vérifiée
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 40/40 = 1 < 4$ condition vérifiée

CHAPITRE III :

CALCUL ET FERRAILLAGE
DES PLANCHERS
(CORPS CREUX, DALLES)

III.1. INTRODUCTION

Un plancher est une aire généralement plane, est conçu pour limiter les étages et supporter les revêtements de sol. Ses principales fonctions sont les suivantes :

- Fonction de résistance mécanique, il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et acoustique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Il existe deux types de planchers : le plancher à corps creux et le plancher en dalle pleine. Ce chapitre se concentre sur l'évaluation de leurs charges, le calcul des sollicitations maximales, et enfin, la détermination de la section d'acier nécessaire pour supporter ces charges, le tout en conformité avec les réglementations en vigueur.

III.2. CALCUL DU FERRAILLAGE PLANCHER A CORPS CREUX

Pour déterminer les sollicitations internes maximaux, tels que le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal, il est nécessaire de sélectionner le type de poutrelles à calculées. En règle générale, on opte pour la poutrelle qui génère les conditions les plus défavorables.

III.2.1. Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues.

Il y a deux méthodes de calcul distinctes :

- La méthode forfaitaire ;
- La méthode de Caquot.

III.2.1.1. Méthode forfaitaire [2]

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments max en travées et sur appuis en fonction de M_0 (moments dans la travée isostatique de référence).

Cette méthode ne peut être utilisée que si les quatre (4) conditions suivantes sont satisfaites :

- 1) Charge d'exploitation $Q \leq \max (2 \times \text{charge permanente } G ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- 2) Inertie constante le long de chaque travée ;
- 3) Rapport des portées successives compris entre 0.8 et 1.25 ;
- 4) Fissuration peu préjudiciable.

Remarque : pour le plancher terrasse, la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Principe de calcul :

Pour déterminer les moments sur appuis, on considère les coefficients forfaitaires suivants :

Cas d'une poutre à deux travées :

Le moment maximal sur appui intermédiaire est donné par :

$$M_a \geq \max(0.6M_o \text{ travée gauche} ; 0.6M_o \text{ travée droite}) \quad (\text{III.1})$$

Les moments maximal sur appuis intermédiaires et voisin appuis de rives sont donnés par :

$$M_{a \text{ appui voisin appui de rive}} \geq \max(0.5M_o \text{ travée gauche} ; 0.5M_o \text{ travée droite}) \quad (\text{III.2})$$

$$M_{a \text{ appui intermédiaire}} \geq \max(0.4M_o \text{ travée gauche} ; 0.4M_o \text{ travée droite}) \quad (\text{III.3})$$

Pour déterminer les moments en travées, on applique les expressions suivantes :

Cas de travée de rive :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3)M_o ; 1.05M_o] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{cases} \quad (\text{III.4})$$

Cas de travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3)M_o ; 1.05M_o] \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \end{cases} \quad (\text{III.5})$$

Avec,

M_o le moment fléchissant isostatique de la travée considérée (L entre nus des appuis)

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

Les valeurs de l'effort tranchant sur l'appui gauche (w) et sur l'appui droit (e) sont déterminées comme suit :

$$\begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases} \quad (\text{III.6})$$

Avec,

$$\begin{cases} a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases} \quad (\text{III.7})$$

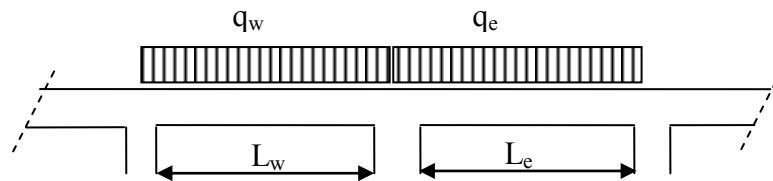
III.2.1.2. Méthode Caquot [2]

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot permet de déterminer les moments aux appuis intermédiaires en dans les travées. Les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.

Portées de calcul (selon Caquot)

- ✓ Les moments aux nus des appuis sont calculés en tenant en compte uniquement des charges appliquées sur les travées voisines à gauche (w) et à droite (e).
- ✓ On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e .

$$\begin{aligned} l'_w \text{ ou } l'_e &= 0.8.l_i && \text{pour les travées intermédiaires ;} \\ l'_w \text{ ou } l'_e &= l_i && \text{pour les travées les travées de rives.} \end{aligned}$$



Calcul des moments en appuis et effort tranchant

✓ Charge répartie

Le moment sur l'appui (calculer en valeur absolue) est exprimé par l'expression suivante :

$$M_q = \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \quad (\text{III.8})$$

! L'effort tranchant est calculé en considérant la travée réelle (de portée l et non l')

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2} \\ V_e = V_w + q \cdot L \end{cases} \quad (\text{III.9})$$

Calcul du moment fléchissant maximal en travée (en valeur absolue)

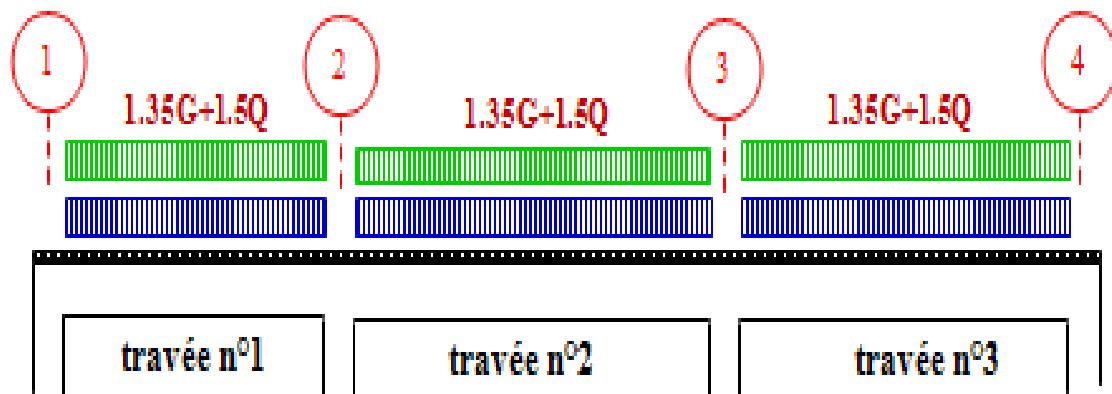
✓ Charge répartie

$$\begin{cases} x_o = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w \cdot x_o - \frac{q \cdot x_o^2}{2} \end{cases} \quad (\text{III.10})$$

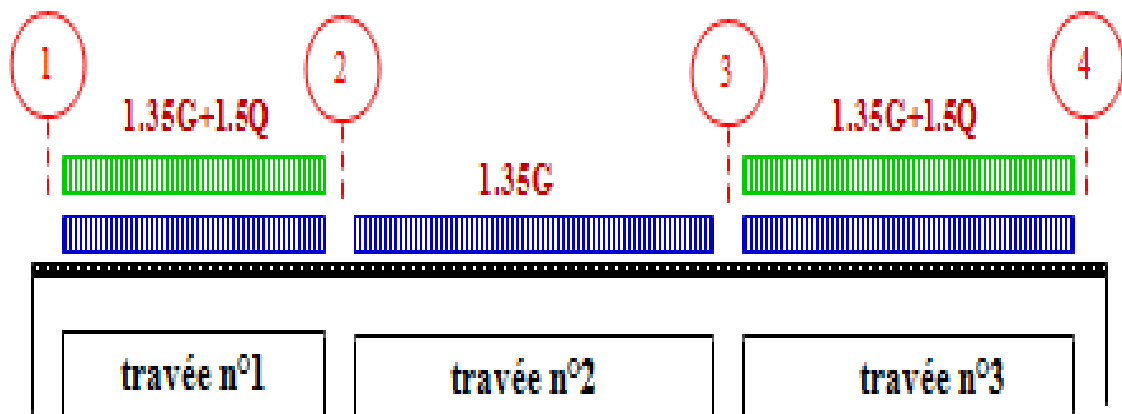
Cas de chargement à envisager pour le calcul des moments [5]

Etudions les cas de chargement à envisager pour une travée intermédiaire i ;

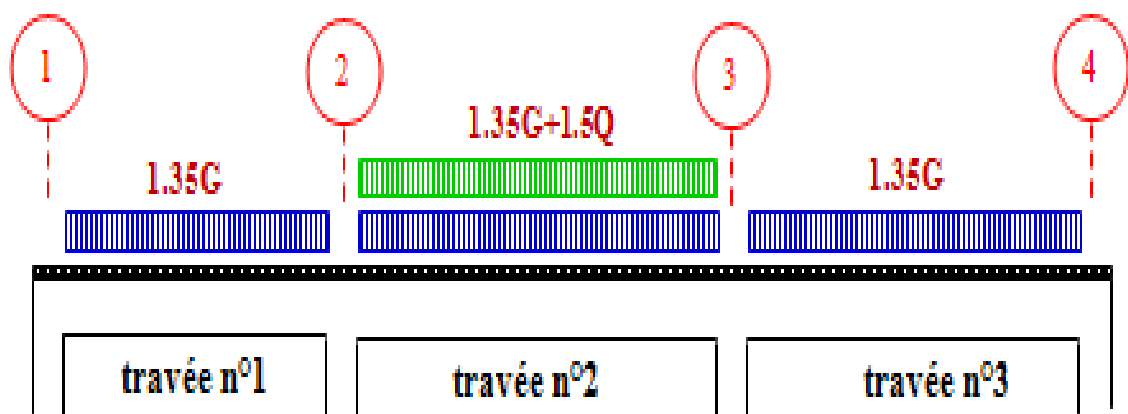
- Nous obtenons la valeur maxi du moment en travée i



- Nous obtenons les valeurs maxi sur les appuis;



- Nous obtenons la valeur mini du moment en travée



Le ferrailage des poutrelles se calcule pour une section en T à l'aide d'organigramme de flexion simple (section T) en **annexe 2**

III.3. CALCUL DU FERRAILLAGE DALLES

Il s'agit d'une dalle en béton armé, généralement de forme rectangulaire, dont les supports peuvent être continus (poutres, voiles ou murs en maçonnerie) ou ponctuels (poteaux), comme illustré dans la Figure III.1.

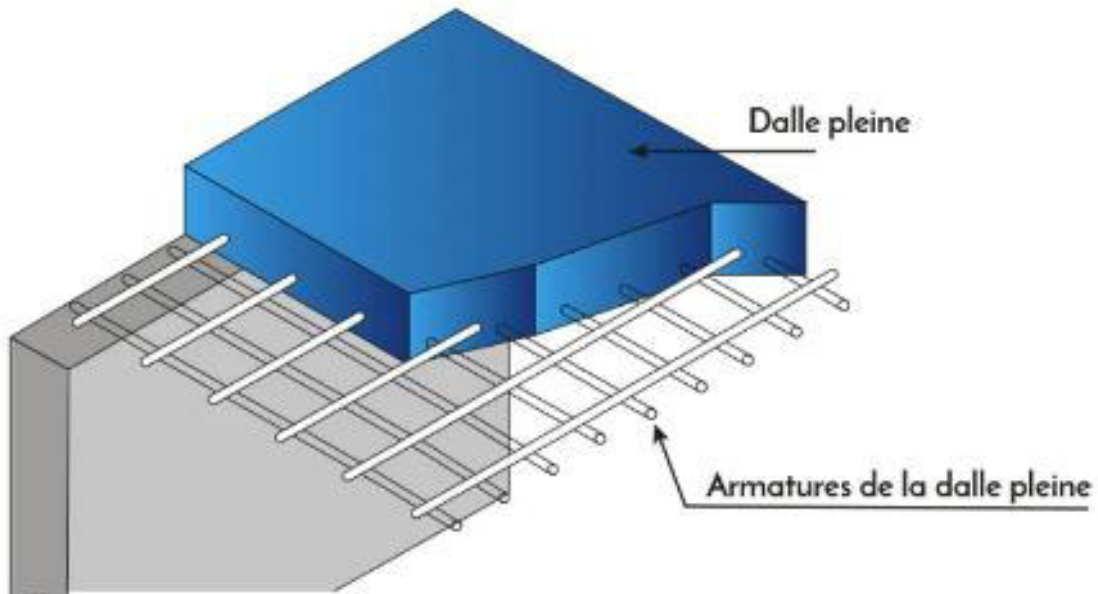
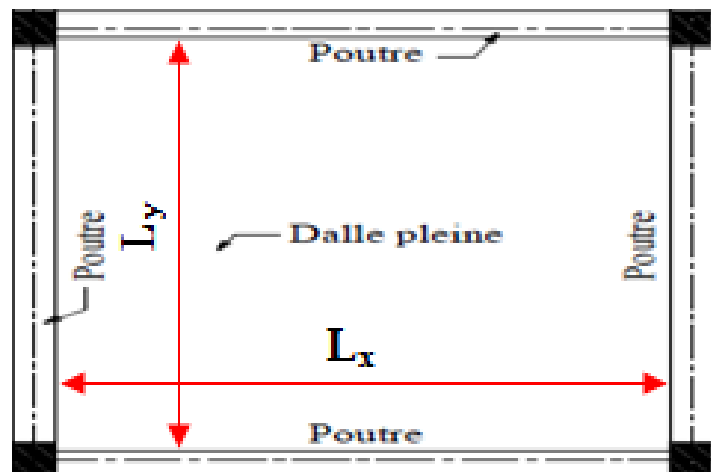


Figure III.1 : Dalle en béton armé [5].

Nous allons uniquement prendre en compte les dalles rectangulaires soumises à une charge uniforme. Les portées sont mesurées entre les surfaces nues des appuis :

- L_x est la petite portée ;
- L_y est la grande portée ;

Le rapport des portées α est défini par : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$



Selon les conditions d'appui, nous distinguons entre les dalles simplement appuyées et les dalles sur appuis continus.

Le dimensionnement d'une dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

L'épaisseur de la dalle « e » aux dalles résulte des conditions :

- Résistance à la flexion [5]:

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable:

Si $\alpha < 0.4$, dalle portant uniquement dans le sens de la petite portée, on adopte :

$$e \geq l_x / 30 \text{ pour un panneau isolé .}$$

$$e \geq l_x / 40 \text{ pour une dalle continue.}$$

Si $0.4 \leq l_x / l_y = \alpha \leq 1$, dalle portant dans deux directions, on adopte :

$$e \geq l_x / 20 \text{ pour un panneau isolé ;}$$

$$e \geq l_x / 25 \text{ pour une dalle continue.}$$

- Sécurité vis à vis de l'incendie [5] :

on adopte une épaisseur :

$$e \geq 7cm \text{ pour 1 heure de coupe-feu ;}$$

$$e \geq 11cm \text{ pour 2 heures de coupe-feu.}$$

III.3.1. Dalles simplement appuyées

Suivant la disposition des éléments porteurs et le rapport deux méthodes sont utilisés :

- 1) Dalles appuyées sur deux côtés ;
- 2) Dalles appuyées sur leurs quatre côtés.

III.3.1.1. Calcul des Dalles appuyées sur deux côtés [5]

Nous parlerons aussi de dalles portant dans un seul sens, sont considérées comme telles :

- ✓ Les dalles rectangulaires appuyées sur deux côtés et comportant un ou deux bords libres ;
- ✓ Les dalles rectangulaires appuyées sur quatre côtés dont $\alpha < 0.4$

Dans ce cas, les dalles sont assimilées ont des poutres dans le sens de la petite portée, de un mètre de largeur, de hauteur h , de portée l_x et soumise à la charge uniforme q (Voir la Figure III.2).

Les sollicitations (M , V) seront déterminées par les méthodes de la résistance de matériaux (RDM) qui conviennent. Parallèlement à l_y ,

Nous déterminons la section d'aciers longitudinaux A_x (Acier principaux) à partir de ce moment de flexion. Ces armatures sont déterminées par mètre linéaire de longueur de la dalle : A_x/ml

Dans le sens de la grande portée l_y , on adopte forfaitairement les armatures de répartition A_y par mètre linéaire de longueur de la dalle A_x/ml : $A_y \leq 0.25A_x$

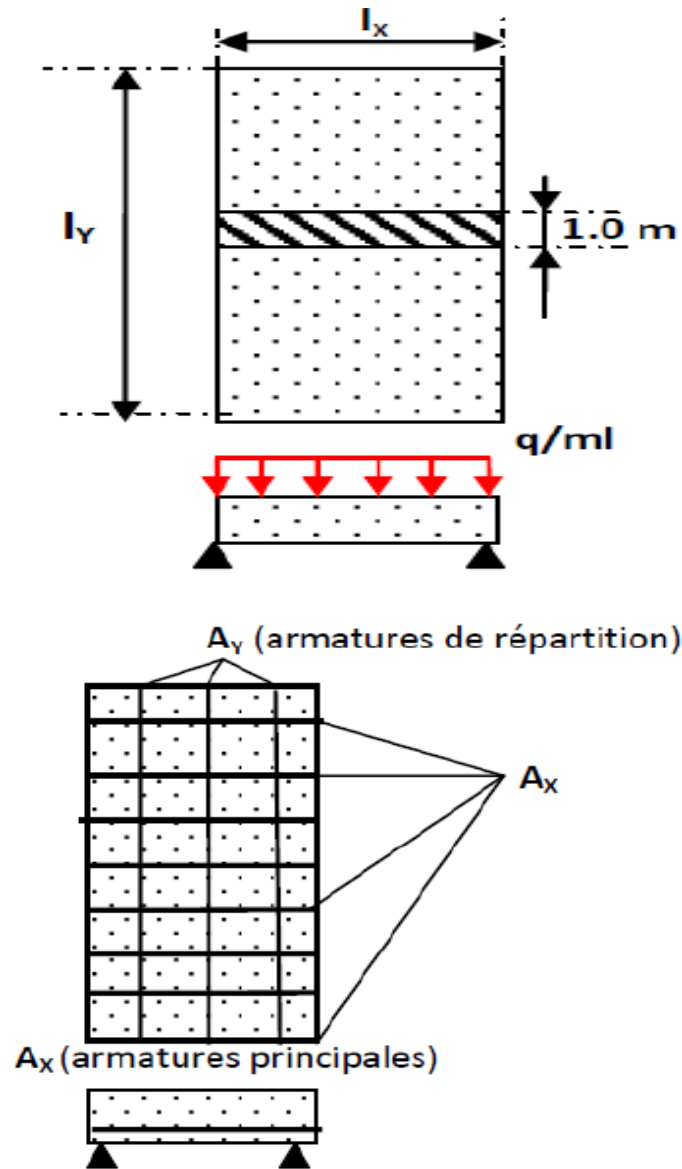


Figure III.2 : Ferrailage d'un panneau avec $\alpha \leq 0.4$ [5].

III.3.1.2. Calcul des Dalles appuyées sur les quatre côtés

Dans le cas où $\alpha > 0.4$ les moments fléchissant ont pour valeur au centre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q & \text{sens } l_x \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} & \text{sens } l_y \end{cases} \quad (\text{III.11})$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par le tableau du BAEL.

Efforts tranchants :

Nous admettons que les efforts tranchants sont maximaux au milieu des côtés :

$$\begin{cases} V_{x/ml} = \frac{pl_x l_y}{2l_y + l_x} \\ V_{y/ml} = \frac{pl_x l_y}{3l_y} \end{cases} \quad (\text{III.12})$$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x = \frac{M_x}{Pl_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x = \frac{M_x}{Pl_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0.40	0.110	0.250	0.70	0.068	0.436
0.45	0.102	0.250	0.75	0.062	0.509
0.50	0.095	0.250	0.80	0.056	0.595
0.55	0.088	0.250	0.85	0.051	0.685
0.60	0.081	0.305	0.90	0.046	0.778
0.65	0.0745	0.369	0.95	0.041	0.887
			1.00	0.037	1.000

III.3.2. Dalles sur appuis continus [5]

Ce sont les dalles dont les appuis sont constitués, soit par des éléments continus avec lesquels elles forment monolithe (nervures ou poutre en BA), soit par des murs sur lesquels elles reposent.

Calcul des moments fléchissant :

Les moments M_{ox} et M_{oy} , sont calculés suivant les prescriptions relatives à la dalle simplement appuyée sur son contour. Ces moments en travées sont réduits de 15 à 25 %, selon les conditions d'encastrement (voir tableau suivant), pour tenir compte de la continuité. Les moments d'encastrement sur les grands et les petits côtés sont évalués respectivement au moins à 40 % et 50 % des moments fléchissant maximaux M_{ox} . Nous devons vérifier dans la portée principale :

Les valeurs des moments sur appuis sont prises égales à :

- 0,15 M_O dans le cas d'un encastrement faible, c'est-à-dire pour une dalle simplement appuyée (cas d'un panneau de rive de dalle sur une poutre).
- 0,30 M_O dans le cas d'un encastrement partiel (cas d'un panneau de rive de dalle sur un voile béton).

- $0,50 M_O$ dans le cas d'une dalle continue (cas d'un panneau intermédiaire de dalle sur une poutre ou sur un mur). La condition du BAEL, dans la mesure où les M_O sont sensiblement égaux d'une travée à l'autre, peut être résumée dans le tableau suivant :

	$M_e = 0.15 M_O$	$M_e = 0.30 M_O$	$M_e = 0.50 M_O$
$M_w = 0.15 M_O$	M_O	M_O	$0.925 M_O$
$M_w = 0.30 M_O$	M_O	$0.95 M_O$	$0.85 M_O$
$M_w = 0.50 M_O$	$0.925 M_O$	$0.85 M_O$	$0.75 M_O$

• **Application :**

Prenons le même exemple du plan étage étudié dans le chapitre précédent, on présente le type de poutrelles (voir le plan de l'annexe 1).

1) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire ;

Plancher étage courant :

- 1) Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6.53; 5 \text{ KN/m}^2) = 13.06 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$
- 2) Inertie constante le long de chaque travée **CV**
- 3) $0.8 \leq \frac{3.75}{3.75} = 1 \leq 1.25 \dots \text{CV}$
- 4) Fissuration peu préjudiciable **CV**.

Remarque :

Vu que tous les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, cette méthode est recommandée dans notre cas.

2) Détermination du chargement à l'ELU (q_u) et à l'ELS (q_s) revenant sur la poutrelle.

La charge permanente par mètre linéaire g_1 revenant sur la poutrelle ;

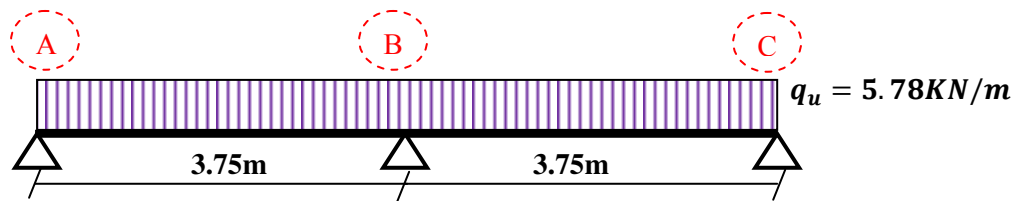
La largeur efficace b de la poutrelle est 60 cm :

- La charge permanente g revenant sur la poutrelle par mètre linéaire dans le plancher courant :
 $g = g_c \times b = 5.47 \times 0.60 = 3.28 \text{ KN/m}$
- La charge permanente q revenant sur la poutrelle par mètre linéaire dans le plancher courant :
 $q = q_c \times b = 1.5 \times 0.60 = 0.9 \text{ KN/m}$

d'où :

- Le chargement à l'ELU :
 $q_u = 1.35g + 1.5q = 1.35 \times 3.28 + 1.5 \times 0.9 = 5.78 \text{ KN/m}$
- Le chargement à l'ELS :
 $q_u = g + q = 3.28 + 0.9 = 4.18 \text{ KN/m}$

Le schéma statique de la poutrelle a calculée est représenté en ci-dessous.



Nous avons :

$$\alpha = \frac{0.9}{3.28 + 0.9} = 0.215$$

$$\text{Max}\{1.05; (1 + 0.3\alpha)\} = \text{Max}\{1.05; 1.06\} = 1.06$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = 1.264$$

3) Calcul des moments de flexion à l'ELU en appliquant la méthode forfaitaire

Travée	AB		BC
L (m)	3.75		3.75
$M_o = ql^2/8$ (KN/m)	10.16		10.16
Appuis	A	B	C
Coef forfaitaire :	0	0.6	0
M_A (KN.m)	0	6.1	0
M_t (KN.m) (condition 1)	7.72		7.72
M_t (KN.m) (condition 2 – tr de rive)	6.42		6.42
M_t (KN.m) (resultat)	7.72		7.72

4) Calcul du ferrailage de la poutrelle

Nous avons ; $M_{u, \text{Appui}} = -6.1 \text{ KN.m}$; $M_{u, \text{travée}} = 7.72 \text{ KN.m}$; $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 12.46 \text{ MPa}$.

a) En travée : $y = h_o = 4 \text{ cm}$; $d = (20-2) = 18 \text{ cm}$; $\alpha_0 = \frac{h_o}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$

$0.167 \leq \alpha = 0.22 \leq 0.259$ correspond à un diagramme de déformation passant par le pivot A.

On calcule le moment de la table :

Pour $\alpha_0 = 0.22$, $\mu_0 = 1.14 \cdot \alpha_0 - 0.57 \cdot \alpha_0^2 - 0.07 \longrightarrow \mu_0 = 0.153$

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_b = 0.153 \times 60 \times 18^2 \times 12.46 \times 10^{-3} \longrightarrow M_t = 37.06 \text{ KN.m}$$

On constate que :

$$M_{u, \text{travée}} = 11.29 \text{ KN.m} < M_t = 42.23 \text{ KN} \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

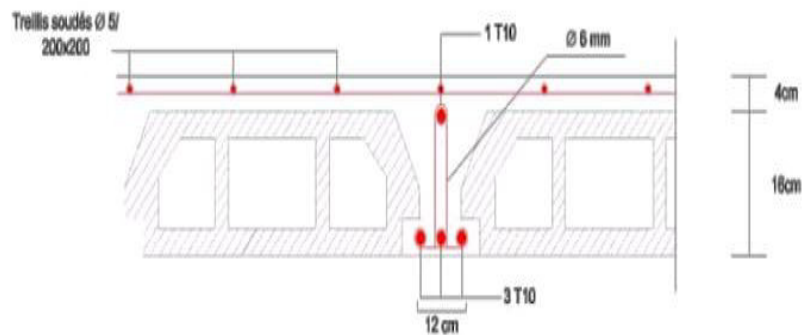
Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur égale à la largeur de la table ($b \times h$).

$M_{u, travée}$	μ	A'	A_{cal}	A_{min}	Choix des armatures
7.72	0,032	0	1.32	1.2	3T10/ $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

b) Sur appui

$M_{u, appui} = -6.1 \text{ KN.m} < 0$, \Rightarrow Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_o \times h$).

$M_{u, appui}$	μ	A'	A_{cal}	A_{min}	Choix des armatures
-6.1	0,126	0	1.04	0.24	1T10 / $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

c) Schéma de ferrailage

CHAPITRE IV :

CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES
(UN BALCON, ACROTERE)

IV.1. INTRODUCTION

Dans une structure donnée, on identifie des éléments porteurs principaux qui jouent un rôle direct dans le contreventement, ainsi que des éléments secondaires qui n'ont pas une contribution immédiate au contreventement.

Dans ce chapitre, on traite la deuxième catégorie d'éléments qui, dans notre contexte, ne contribuent pas directement au contreventement de la structure. Parmi ces éléments, on trouve le balcon et l'acrotère. Le calcul de ces éléments s'effectue en suivant la séquence suivante : dimensionnement, évaluation de leurs charges, calcul des sollicitations les plus défavorables puis la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

IV.2. CALCUL DU BALCON

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

Le balcon est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.

Il existe une grande diversité de balcons en béton armé : balcons isolés, balcons filants sur la longueur de la façade, balcon superposés, avec ou sans allège béton, avec ou sans retombée béton. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.



Figure IV.1 : Balcon isolé.

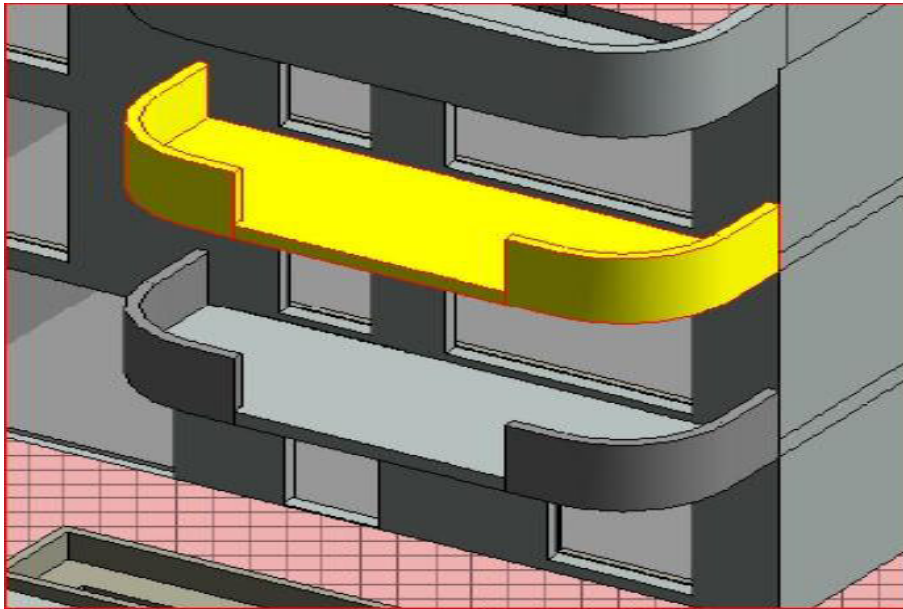


Figure IV.2 : Balcon filant

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre. Les efforts exercés dans un balcon en service sont fonction du type de balcon à réaliser. On distingue principalement les balcons en porte-à-faux et les balcons sur appuis extérieurs.

IV.2.1. Balcons en porte-à faux

Pour les balcons en porte-à-faux, les charges qui s'appliquent sont un effort tranchant et un moment fléchissant. La reprise de ce moment fléchissant est assurée par des armatures principales positionnées en partie supérieure du balcon.

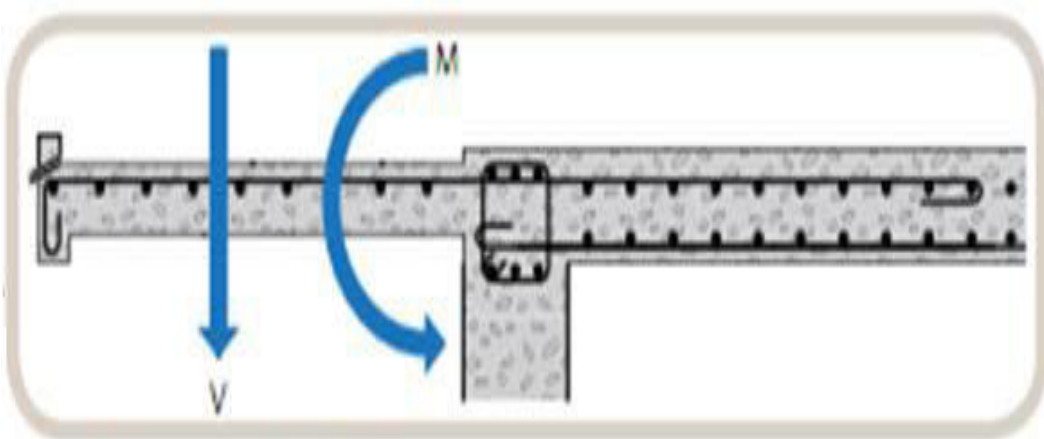


Figure IV.3 : Balcon en porte-à-faux [6].

IV.2.2. Balcons sur appuis extérieurs

Pour les balcons sur appuis extérieurs, la charge qui s'applique est un effort tranchant.

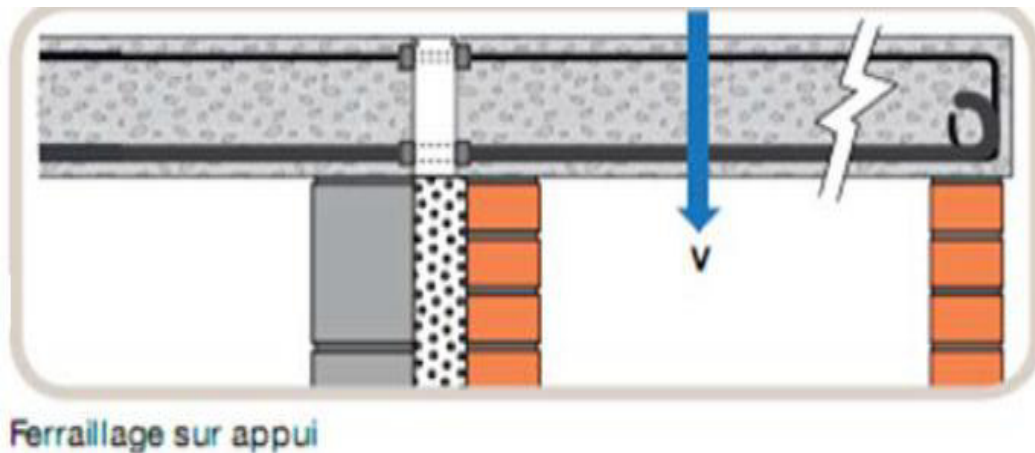


Figure IV.4 : Balcon sur appuis extérieur [6].

IV.2.3. Principe de calcul du balcon

IV.2.3.1. Evaluation des charges

Charge permanente :

La console est soumise à une charge permanente G (KN/m) qui comprend :

1. Poids propre de la dalle = $\gamma_{ba} \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
2. Poids de revêtements :
 Mortier de pose = $\gamma_m \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 Carrelage = $\gamma_c \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 Enduit en ciment = $\gamma_e \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
3. Charge concentrée P à son extrémité libre (qui est due au poids du panneau) =
 $\gamma_p \times e \times h \times 1.00$ (KN) y compris poids de revêtements du panneau (enduit en ciment extérieur et intérieur) = $\gamma_e \times 2 \times e \times h \times 1.00$ (KN).

Avec : γ_{ba} , γ_m , γ_c , γ_e , γ_p sont les poids volumiques de béton armé, mortier de pose, carrelage, enduit en ciment, panneau, respectivement.

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation du balcon est donnée par le Document Technique Réglementaire. Pour une construction d'habitation, cette surcharge Q (KN/m) supportée par le balcon est égale à 3.5

IV.2.3.2. Ferrailage du balcon

Le balcon est traité comme une poutre en console soumise à une flexion simple. Les calculs pour les balcons se concentrent principalement sur la détermination du moment à l'État Limite Ultime ($1.35G+1.5Q$) et à l'État Limite de Service ($G+Q$). Le calcul de la dalle est effectué à l'ELU, suivi des vérifications à l'ELS. .

Il est à noter que le calcul s'effectue à travers une bande d'1 mètre. Le schéma statique pris en compte dans le calcul représente une console encastrée d'un côté et libre de l'autre.

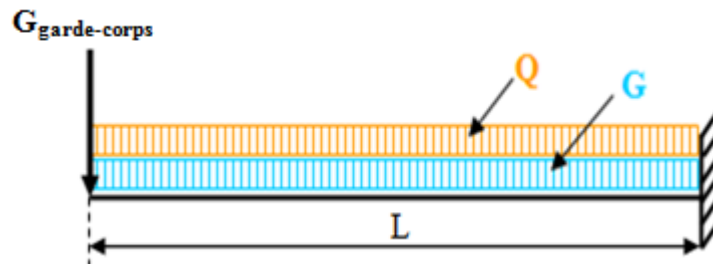


Figure IV.5 : Schéma statique de calcul d'un balcon [5].

Les sollicitations moment et effort tranchant sont déterminés en utilisant le calcul RDM.

Le calcul du ferrailage en flexion simple se détermine suivant l'organigramme de section rectangulaire en **annexe 3**.

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir si :

- ✓ La pièce est réalisée sans reprise du bétonnage sur toute son épaisseur
- ✓ La contrainte tangentielle « τ_u » est au plus égale à $0,07 \times f_{c28} / \gamma_b$

Remarque : Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique IIb et III (RPA99/version 2003 : Art 4.42 [1]).

• Application

Soit un balcon en porte-à-faux en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, de 3.00 m de longueur, de 0.80 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur. Le garde-corps est un mur en brique creuse de 15cm d'épaisseur et de 1m de hauteur.

- Calculons son ferrailage

○ Evaluation des charges permanente et d'exploitation

Poids propre de la dalle (e = 15 cm)	3.75 KN/m ²
Carrelage (e = 2 cm)	0.44 KN/m ²
Mortier de pose (e = 3 cm)	0.60 KN/m ²
Enduit de ciment (e = 2 cm)	0.36 KN/m ²

$$G_1 = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

Charge permanente du mur	1.35 KN
--------------------------	---------

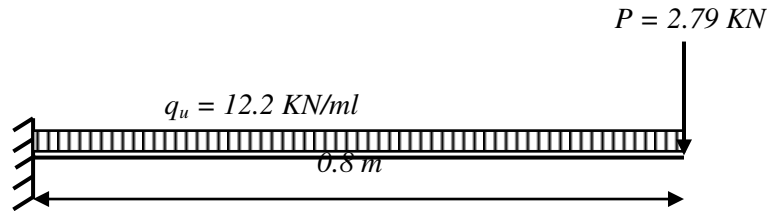
Enduit de ciment (e = 2+2 cm)	0.72 KN
-------------------------------	---------

$$G_2 = 2.07 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation	3.5 KN/m ²
--------------------------	-----------------------

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

○ Le schéma statique de calcul considéré est représenté comme suit :



Détermination des moments et efforts tranchants : les calculs se font à partir de la RDM pour une console.

ELUR :

Moment :

$$M_u = -\frac{12.2 \times 0.8^2}{2} - 2.79 \times 0.8 = -6.14 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 12.2 \times 0.8 + 2.79 = 12.55 \text{ kN}$$

Même raisonnement pour l'état de service.

On calcule le balcon à la flexion simple de section rectangulaire (100 x 15) cm² (organigramme)

La section d'acier trouvée pour les armatures principales est de 1.96 cm²/ml soit 4T8 = 2.01 cm²/ml ;

La section d'acier trouvée pour les armatures principales est de 1.96 cm²/ml soit 4T8 = 2.01 cm²/ml, disposés avec un espacement de 30 cm ;

La section d'acier trouvée pour les armatures de répartition est de 0.78 cm²/ml soit 4T8 = 2.01 cm²/ml, disposés avec un espacement de 30 cm ;

○ Schéma de ferrailage

La disposition du ferrailage (armatures longitudinales et de répartitions) adopté pour le de balcon calculé est schématisée dans la figure ci-dessous.

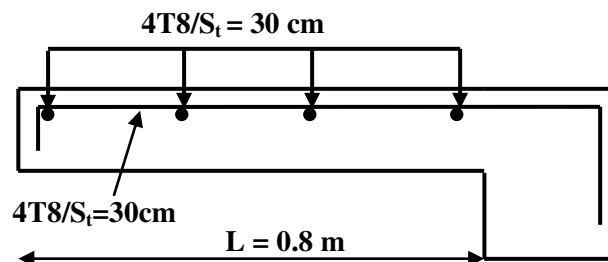


Figure IV.6 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.3. CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paxalumin, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opération d'entretien de la terrasse.



Figure IV.7 : Acrotère.

IV.3.1. Principe de calcul de l'acrotère

IV.3.1.1. Evaluation des charges

Charge permanente :

La console verticale est soumise à une charge permanente G (KN) qui comprend :

1. Poids propre de l'acrotère $= \gamma_{ba} \times S \times 1.00$ (KN) ;
2. Poids de revêtements (enduit en ciment) : $\gamma_e \times P \times 1.00$ (KN)

Avec :

γ_{ba} , γ_e sont les poids volumiques de béton armé et enduit en ciment, respectivement. S et P sont la surface et le périmètre de la section transversale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation horizontale exercée sur l'acrotère est provoquée par la main courante Q ou bien la force sismique F_p , cette force est déterminée selon le **RPA99/V 2003 Art : 6.2.3 [1]**.

IV.3.1.2. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base et qui est soumise à un effort normal provoqué par son poids propre (G), à un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercé par la main courante, ou bien une force sismique (F_p).

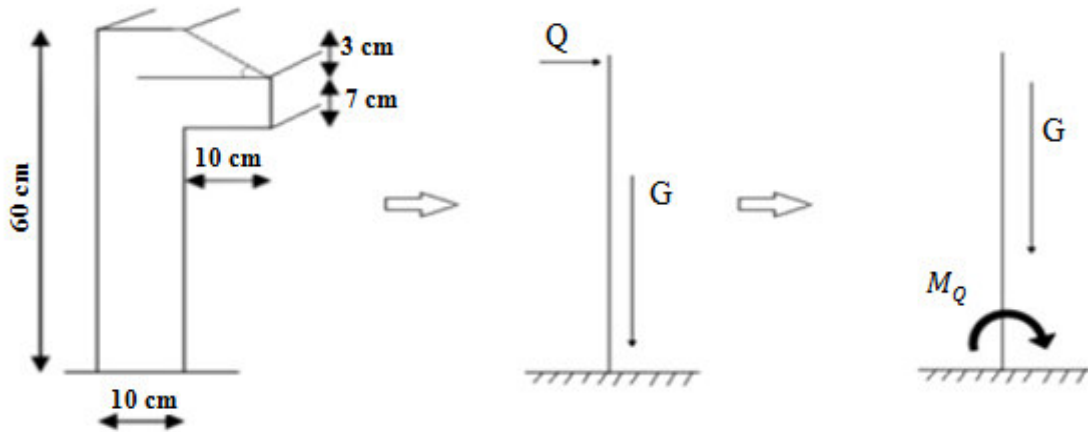


Figure IV.8 : Schéma statique de l'acrotère.

Il est à noter que le calcul s'effectue à travers une bande d'1 mètre. Les sollicitations moment et effort tranchant sont déterminés en utilisant le calcul RDM.

Le calcul du ferrailage en flexion simple se détermine suivant l'organigramme de section rectangulaire en en flexion composé (**annexe 4**).

IV.3.1.3. Vérification au séisme

D'après le **RPA99/Version 2003 Art : 6.2.3 [1]** : les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{IV.1})$$

Avec ;

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA99/V2003 [1]** pour la zone et le groupe d'usage appropriés ;
- ✓ C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 donnée par le tableau (6.1) du **RPA99/V2003 [1]** ;
- ✓ W_p : Poids de l'élément considéré.

• Application

Soit un acrotère en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation représentée dans la Figure IV.6.

- Calculons son ferrailage

- Evaluation des charges et des surcharges

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \left[(0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) \right] \times 25 = 1.712 \text{ KN / ml}$$

Surcharge d'exploitation (effort de la main courante).

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Détermination de l'effort normal, moment et effort tranchant : les calculs se font à partir de la RDM pour une console.

ELUR : $N_u = 2.31 \text{ KN} ; M_u = 0.9 \text{ KN.m} ; V_u = 1.5 \text{ KN}$

ELS : $N_s = 1.712 \text{ KN} ; M_u = 0.6 \text{ KN.m} ; V_u = 1 \text{ KN}$

On calcule l'acrotère à la flexion composé de section rectangulaire (100 x 10) cm² (organigramme)

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

○ Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M_f puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (on adopte un ferraillement symétrique).

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec:

A_s : section d'armature tendue en flexion composée ;

$A_{s,\text{fictif}}$: section d'armature comprimée en flexion composée ;

$$M_{\text{fictif}} = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right), \quad M_{\text{fictif}} = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u,f}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.97 \times 10^3}{12.47 \times 100 \times 8^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu < 0.1$, donc pour déterminer la section d'armatures tendue on utilise la méthode rapide :

$$A_{s,f} = \frac{1.07 \cdot M_{u,f}}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1.07 \times 0.97 \times 10^3}{348 \times 8} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s,\text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.37 - \frac{2.31}{100 \times 348} \times 10^3 = 0.3 \text{ cm}^2$$

○ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) = \min(1; 0.88) = 1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{\min}) = 1 \text{ cm}^2 ; \text{ On prend : } \dots\dots\dots A_s = 4\text{T8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- L'espacement :

$$S_h \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}; \text{ On prend: } \dots\dots\dots S_h = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2; \text{ On prend :} \dots\dots\dots A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement**

$$S_v \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}; \text{ On prend :} \dots\dots\dots S_v = 20 \text{ cm}$$

○ Vérification à l'E.L.U.R :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 8} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable } \tau_u \leq \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Vérification des Armatures transversales :

Dans le cas des éléments minces on ne dispose pas des armatures transversales si la condition suivante est vérifiée

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 22 = 1.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

• Vérification à l'E.L.S

- Position du l'axe neutre :

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.712} = 35.04 \text{ cm} \Rightarrow e_1 > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$C = \frac{h}{2} - e_1 \Rightarrow C = \frac{10}{2} - 35.04 = -30.04 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section calculé.

$$Y_{ser} = Z_C + C$$

Avec :

Z_C : distances de l'axe neutre ou centre de pression

C : distances de centre de pression à la section.

En écrivent le bilan des efforts appliqués à la section

$$\begin{cases} P = -3c^2 + 90.A.\frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90.A.\frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

D'où ;

$$\begin{cases} P = -3(-30.04)^2 + 90 \times 2.01 \times \frac{(8 - 30.04)}{100} = -2638.39 \text{ cm}^2 \\ q = -2(-30.04)^3 - 90 \times 2.01 \times \frac{(8 - 30.04)^2}{100} = 51598.59 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Résolution de l'équation :

$$Z^3 + P.Z + q = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4.P^3}{27} \right) = (51598.59)^2 + \left(\frac{4 \times (-2638.39)^3}{27} \right)$$

$$\Delta = -5.85 \times 10^7$$

On a : $\Delta < 0$ donc :

$$\varphi = \text{Arccos} \left[\frac{3.q}{2.P} \sqrt{\frac{-3}{P}} \right] = \text{Arccos} \left[\frac{3.51598.59}{2.(-2638.39)} \sqrt{\frac{-3}{-2638.39}} \right] \Rightarrow \varphi = 171.57^\circ$$

$$a = 2. \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2. \sqrt{\frac{2638.39}{3}} = 59.31$$

Nous avons trois solutions :

$$Z_1 = a. \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 32.14 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a. \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 100\right) = -59.23 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a. \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 27.1 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} = Z_C + C$$

$$Y_{ser1} = 32.14 + (-30.04) = 2.1 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = -59.23 + (-30.04) = -89.27 \text{ cm}$$

$$Y_{ser3} = 27.1 + (-30.04) = -2.94 \text{ cm}$$

On prend la première racine car elle donne une valeur $0 \leq Y_{ser1} \leq d$

Alors : $Y_{ser} = 2.1 \text{ cm}$

L'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{1}{3} b. y^3 + 15. A. (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times (2.1)^3 + 15 \times 2.01 \times (8 - 2.1)^2 = 1358.22 \text{ cm}^4$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s \cdot Z}{I} \cdot Y_{ser} = \frac{1.712 \times 32.14}{1358.22} \times 2.1 = 0.085 \text{ KN/cm}^2 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 13.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration est préjudiciable donc :

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{N_s \cdot Z_c}{I} \cdot (d - Y_{ser})_s = 15 \times 0.04 \times (8 - 2.1) = 3.54 \text{ KN/cm}^2 = 35.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66; \max(200; 192.8) \} = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 35.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

4. Vérification au séisme

Selon le R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3 les éléments non structuraux et les équipements enrésés à la structure sont calculés suivant la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du **RPA99/V2003 [1]** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

Dans notre cas, nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.2$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans le tableau 6-1 du **RPA99/V2003 [1]**.

Dans notre cas, on prend : $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément considéré ; $W_p = 1.712 \text{ KN/ml}$

D'où ; $F_p = 4 \times (0.25) \times (0.8) \times (1.712) = 1.37 \text{ KN/m}$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est :

$$F_p \leq 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Donc : l'acrotère peut résister à la force sismique F_p .

- Exemple de ferrailage d'un acrotère.

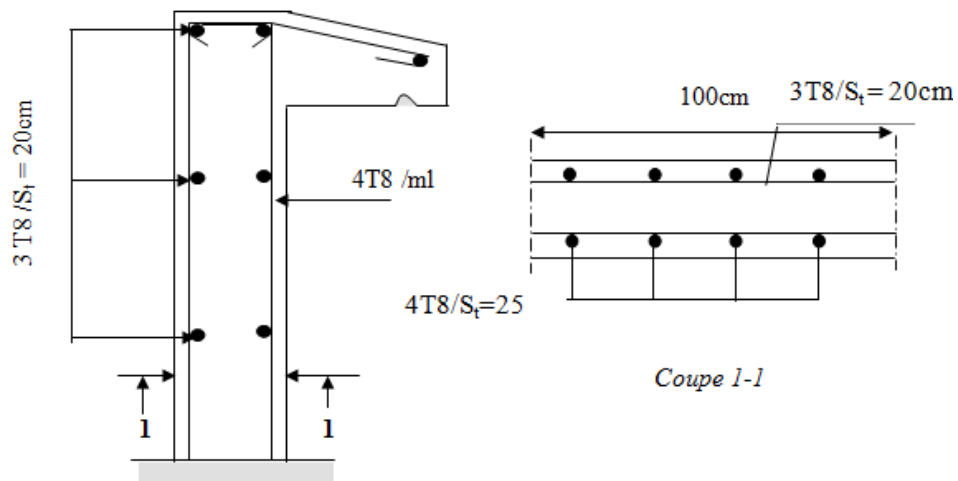


Figure IV.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE V :

CALCUL ET FERRAILLAGE

DES ESCALIERS

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous abordons le processus de calcul d'un escalier, qui suit une séquence précise : dimensionnement, évaluation des charges, calcul des sollicitations les plus défavorables, et détermination de la section d'acier requise pour supporter ces charges, le tout en conformité avec la réglementation en vigueur.

V.2. DEFINITION

En tant que concept, un escalier se définit comme un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

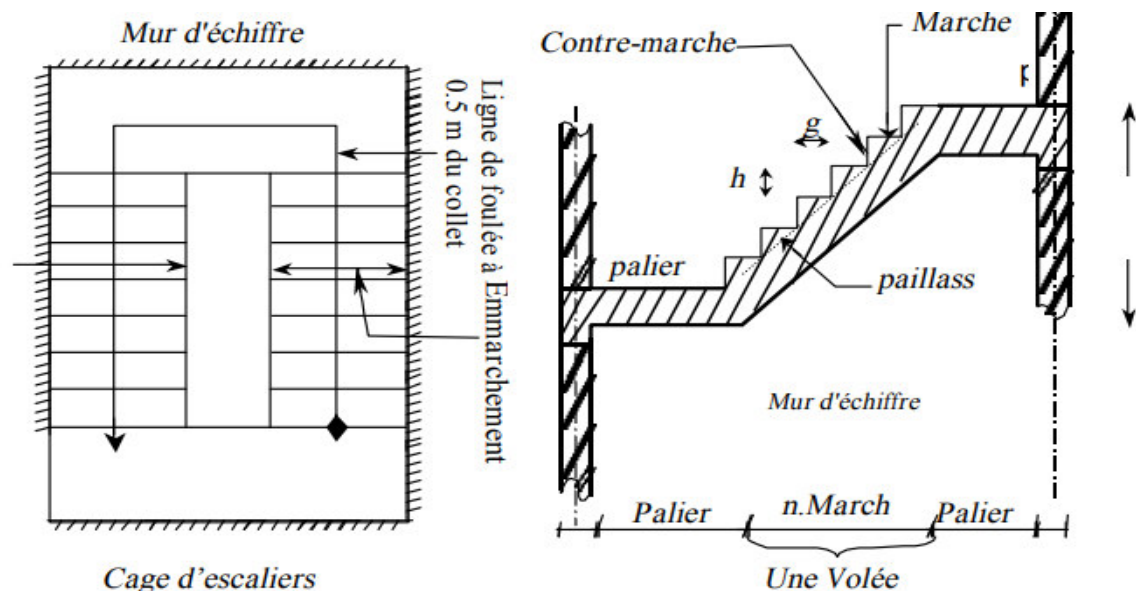


Figure V.1 : Escalier.

- ✓ Emmarchement : la longueur de marches ;
- ✓ g : giron (largeur d'une marche) ;
- ✓ h : hauteur d'une marche ;
- ✓ Mur d'échiffre : le mur qui limite l'escalier ;
- ✓ Paillasse : le plafond qui monte sous les marches ;
- ✓ Contre marche : la partie verticale d'une marche ;
- ✓ Jour : l'espace entre deux volées en projection horizontale ;
- ✓ Le collet : le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;
- ✓ Linge de foulée : la courbe décrite par une personne prenant l'escalier, (tracé à 0.5 m du collet) ;
- ✓ Palier de repos : la partie horizontale d'un escalier, entre deux volées ;

- ✓ Palier d'arrivée : C'est le palier d'étage. La longueur d'un palier doit être supérieure à (3 g)

V.3. CALCUL DE L'ESCALIER

V.3.1. Dimensionnement de l'escalier

D'après la formule de BLONDEL, on a : $58 \leq g + 2h \leq 64$

Il a noté que la dernière marche n'est pas comptée comme marche parce qu'elle fait partie du palier. Pour cela, si on compte un nombre **n** de contremarches, on aura **(n-1)** de marches.

Avec, $n \times h = H = h_e/2$ et $(n - 1) \times g = L$

Maintenant pour assurer un escalier agréable dans un bâtiment d'habitation, Généralement on utilise $g + 2h = 64$

Avec $g = 30$ et $h = 17$

L'embranchement des escaliers est :

- ✓ Pour les escaliers courants : 1m ;
- ✓ Les grands escaliers : 1.50 à 2.00 m ;
- ✓ Les escaliers de service : de 0.70 à 0.90 m ;
- ✓ Les descentes de caves: 1m.

L'épaisseur de la volée (e_v) et du palier (e_p) se détermine par :

$$\frac{1}{30} \leq e_v = e_p \leq \frac{1}{20}$$

V.3.2. Evaluation des charges permanente et d'exploitation

Charge permanent au niveau de la volée :

La charge permanente G_1 (KN/m) est verticale mais la dalle est inclinée d'un angle α qui comprend :

1. Poids propre de la volée = $\gamma_{ba} \times \frac{e}{\cos \alpha} \times 1.00$ (KN/m) ;
2. Poids propre de la marche = $\gamma_{ba} \times \frac{h}{2} \times 1.00$ (KN/m) ;
3. Poids de revêtements :
 - Mortier de pose horizontale = $\gamma_m \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 - Mortier de pose vertical = $\gamma_m \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 - Carrelage horizontal = $\gamma_c \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 - Carrelage vertical = $\gamma_c \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 - Enduit en ciment) = $\gamma_e \times e \times 1.00$ (KN/m).
4. le poids du garde-corps est négligeable devant le poids propre.

Charge permanente au niveau du palier :

La charge permanente G_2 (KN/m) est perpendiculaire à la dalle.

1. Poids propre du palier = $\gamma_{ba} \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
2. Poids de revêtements :
 Carrelage = $\gamma_c \times e \times 1.00$ (KN/m) ;
 Enduit en ciment = $\gamma_e \times e \times 1.00$ (KN/m).

Avec : γ_{ba} , γ_m , γ_c , γ_e sont les poids volumiques de béton armé, mortier de pose, carrelage, enduit en ciment, respectivement.

On note :

L'inclinaison de la volée est calculée par :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \arctan \left(\frac{h}{g} \right)$$

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation de l'escalier est donnée par le Document Technique Réglementaire. Pour une construction d'habitation, cette surcharge Q (KN/m²) supportée par le balcon est égale à 2.5 KN/m²

V.3.3. Ferrailage de l'escalier

Les calculs liés aux escaliers consistent principalement à déterminer les moments en tenant compte des dimensions, des conditions d'appui, et surtout du type d'escalier. Une fois que les conditions sont clairement établies, il reste à déterminer les moments à l'État Limite Ultime (ELU) et à l'État Limite de Service (ELS).

Le calcul du ferrailage de la dalle se réalise dans le sens principale en flexion simple (**Annexe 3**) en travée et sur appui pour une section de béton $e \times 1.00m$, avec un espacement $s \leq \min(3h; 33cm)$. Dans le sens secondaire, on met des aciers de répartition : $A_r = \frac{A_p}{4}$, avec un espacement $s \leq \min(4h; 45cm)$

- Dispositions

a) Paillasse simple :

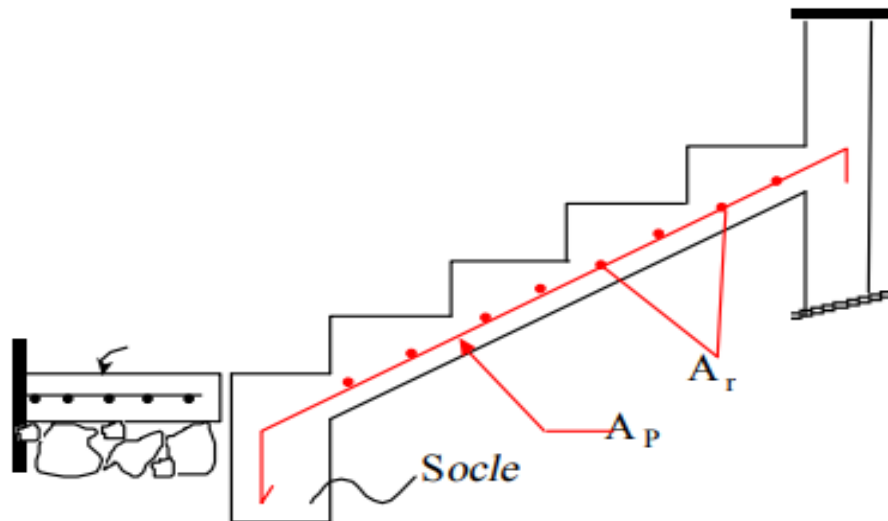


Figure V.2 : Disposition des armatures dans une paillasse simple [5].

b) Escalier à paillasse à doubles paliers :

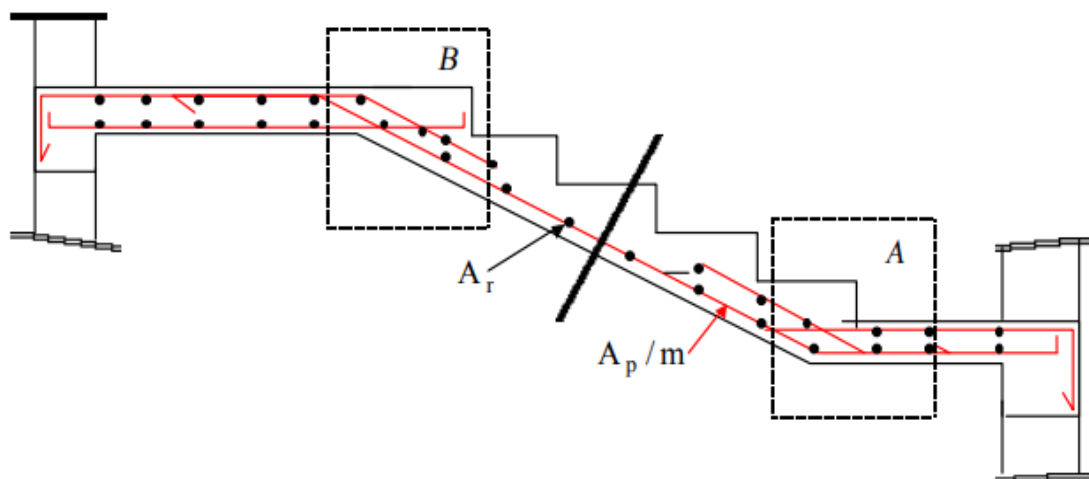
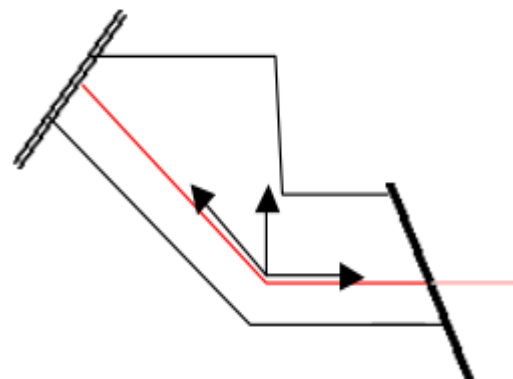


Figure V.3 : Disposition des armatures dans un escalier [5].

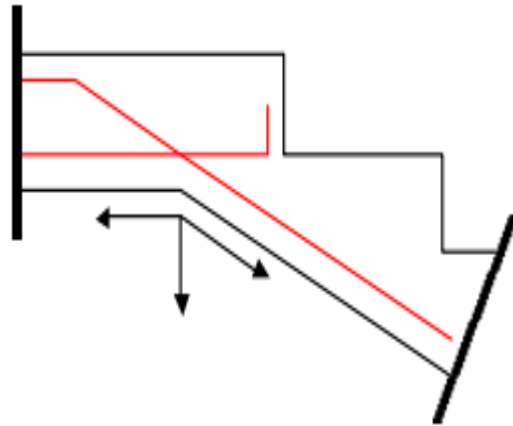
Détail A :

- ✓ On a prolongé les A_p au niveau du palier car on n'a pas de risque de poussée au vide



Détail B :

- ✓ On ne peut pas faire le prolongement des A_p sur le palier car il y a risque d'éclatement du béton à cause de la poussée au vide

**V.3.4. Calcul de la poutre palière**

- Schéma statique de calcul

La poutre palière est considérée encastrée dans les deux côtés.

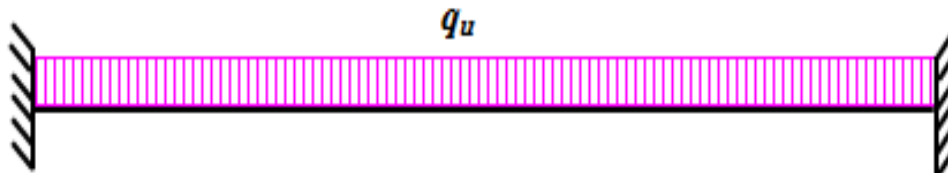


Figure V.4 : Schéma statique de calcul pour la poutre palière [5].

- Charges sur la poutre palière

Son poids propre = $\gamma_{ba} \times b \times h$

Charge transmise par l'escalier : c'est la réaction de la poutre palière sur l'escalier (R), (c'est une charge répartie le long de la poutre palière).

Poids du mur sur la poutre palière = $\gamma_m \times e \times h_{mur}$

Avec, $q_u = 1.35(g_p + g_{mur}) + R_{escalier}$

Ces charges provoquent une flexion simple dans la poutre

- Ferrailage de la poutre palière

Le ferrailage longitudinal de la poutre est déterminé en utilisant l'organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire ([Annexe 3](#)).

Note :

En travée, on considère $M_u = M_t + 0.2M_a$

En appuis, on considère $M_u = 0.8M_a$

○ Disposition

Un exemple de ferrailage d'une poutre palière est exposé dans la figure ci-dessous.

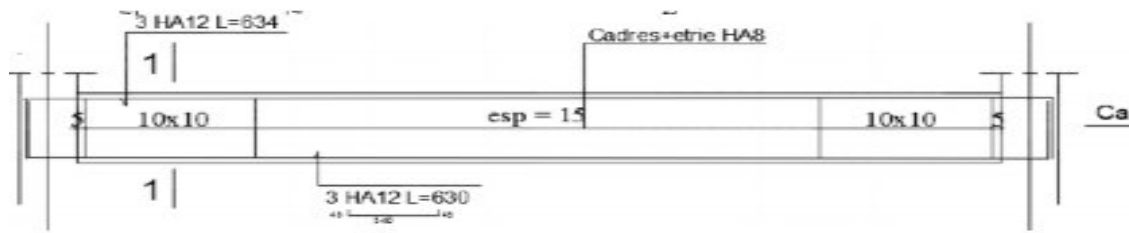


Figure V.5 : Disposition des armatures de la poutre palière.

○ Application

Prenons l'escalier illustré dans la figure ci-dessous et procédons au calcul de celui-ci.

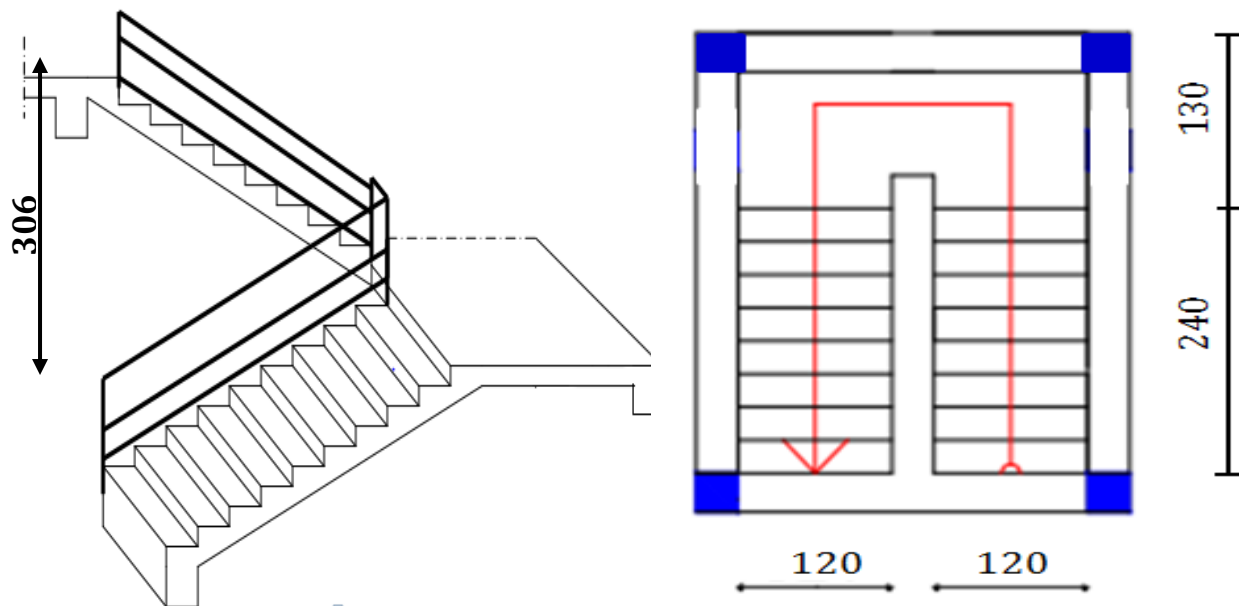


Figure V.6 : Vue en plan et coupe de l'escalier (Dimension en 'cm').

○ Dimensionnement de l'escalier:

On utilise la formule de « BLONDEL ». $58 \leq g + 2h \leq 64$

Soit (n) le nombre des contres marches, alors (n-1) est le nombre des marches.

$$\text{Avec, } n \times h = H = \frac{h_e}{2} = 153m \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$(n-1)g = L = 240m \Rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

On remplace les h et g par ces expressions dans la formule de BLONDEL, on obtient :

$$58 \leq \frac{L}{(n-1)} + 2 \cdot \frac{H}{n} \leq 64 \quad ; \quad \text{On prend : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \cdot \frac{H}{n} = 64$$

Cette équation devient :

$$64n^2 - (64 + L + 2.H).n + 2.H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 240 + 2 \times 153).n + 2.153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

D'après la solution de l'équation en 2^{ème} degré, on trouve :

$n = 9 \Rightarrow$ Donc, on a 9 contre marches et 8 marches.

$$\text{Alors on prend, } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

✓ **Vérification de la formule de « BLANDEL » :**

$$59 \leq 2.h + g \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \Rightarrow 58 \leq 64 \leq 64 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{(C.V).}$$

○ **L'angle d'inclinaison:**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

○ **L'épaisseur de la volée et du palier**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

Nous avons : $l_v = 275.61 \text{ cm}$ et $l_p = 130 \text{ cm}$

Donc $l_{total} = 405.61 \text{ cm}$

$$\frac{405.61}{30} \leq e \leq \frac{405.61}{20} \Rightarrow 13.52 \leq e \leq 20.28$$

Donc prend une épaisseur : **e = 15 cm**

○ **Descente des charges de la volée**

Charge permanente (G_v) et surcharge d'exploitation (Q_v)

Poids propre de la volée ($e_v = 15 \text{ cm}$)	$\frac{\rho \times e_v}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 32.52} = 4.45 \text{ KN/m}^2$
Poids propre des marches	$\frac{\rho \times h}{2} = \frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$) (horizontal)	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$) (horizontal)	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Garde-corps	1 KN/m^2
Mortier de pose ($e = 3 \text{ cm}$) (vertical)	$0.03 \times 20 = 0.6 \text{ KN/m}^2$
Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$)	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$) (vertical)	$0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
La charge permanente	$G_v = 9.56 \text{ KN/m}^2$

La surcharge d'exploitation

$$Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Chargement ultime (q_u)

$$q_u = 16.66 \text{ KN/m}^2$$

Chargement service (q_s)

$$q_s = 12.06 \text{ KN/m}^2$$

○ **Descente des charges du palier**

Charge permanente (G_p) et surcharge d'exploitation (Q_p)

Poids propre de la dalle ($e_p = 15 \text{ cm}$) $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose ($e = 3 \text{ cm}$) (verticale) $0.03 \times 20 = 0.6 \text{ KN/m}^2$

Carrelage ($e = 2 \text{ cm}$) (verticale) $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Enduit en ciment ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente $G_p = 5.15 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Chargement ultime (q_u) $q_u = 10.70 \text{ KN/m}^2$

Chargement service (q_s) $q_s = 7.65 \text{ KN/m}^2$

○ **Schéma statique de l'escalier**

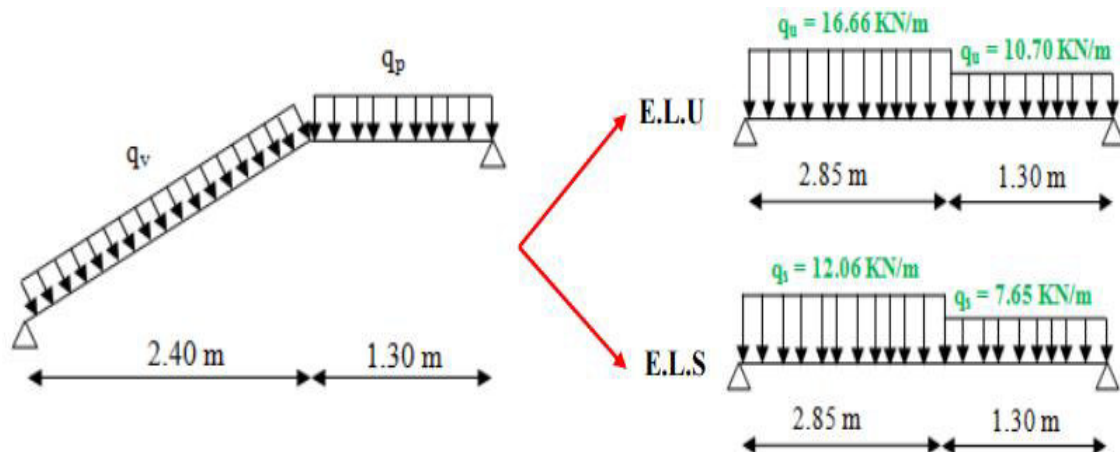


Figure V.7 : Schéma statique de l'escalier.

○ **Calcul des sollicitations**

Calcul des sollicitations (M_u) max par la méthode de la R.D.M.

Une fois le moment Maximal trouvé, on établit un moment semi-encasté au niveau des appuis de $0.3M_{max}$ et de $0.85M_{max}$ au niveau de la travée.

Les résultats des moments M_{tu} et M_{au} trouvés sont:

$$M_{tu} = 28.20 \text{ KN.m} \text{ et } M_{au} = 10 \text{ KN.m}$$

○ **Ferraillage de l'escalier**

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une bande de 1ml (100×15) cm^2 (organigramme rectangulaire) en flexion simple **annexe 3**.

a) *En travée :*

$M_{u, travée}$	μ	A'	A_{cal}	A_{min}	Armatures principales	$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$	Armatures de répartition
28.20	0,12	0	5.83	1.57	6T12 $A_s = 6.68 \text{ cm}^2$ $S_t = 15 \text{ cm}$	1.70	3T10 $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ $S_t = 30 \text{ cm}$

b) *Sur appui :*

$M_{u, travée}$	μ	A'	A_{cal}	A_{min}	Armatures principales	$A_r = \frac{A_{adop}}{4}$	Armatures de répartition
10	0,042	0	2.39	1.57	4T10 $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$ $S_t = 25 \text{ cm}$	0.78	3T10 $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ $S_t = 30 \text{ cm}$

○ Représentation de schéma de ferrailage

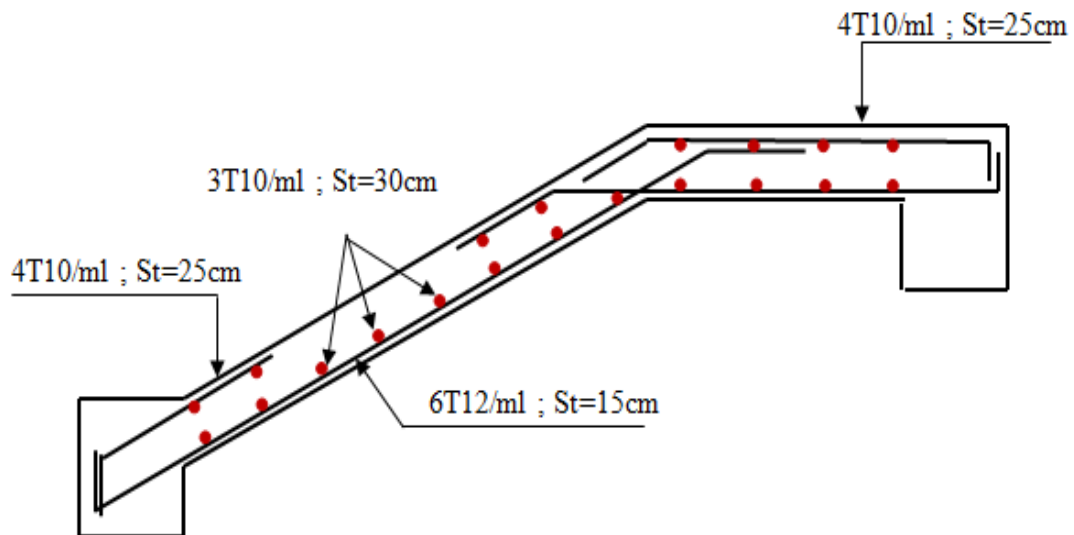


Figure V.8 : Représentation du schéma de ferrailage de l'escalier.

CHAPITRE VI :

CALCUL ET FERRAILLAGE

D'UN PORTIQUE

VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, l'étudiant est assigné à calculer le ferrailage des éléments du portique (poteaux, poutres) central de l'axe 2 (voir le plan en annexe 1) en utilisant les sollicitations (moment, effort tranchant et effort normal) obtenues à partir de la modélisation réalisée lors du TP "Calcul Assisté par Ordinateur" à l'aide d'ETABS. Une fois que les sollicitations ont été déterminées, le calcul du ferrailage sera réalisé conformément aux recommandations du RPA 99/V2003 [1] et du CBA 93 [3].

VI.2. DEFINITION D'UN PORTIQUE

Un portique est constitué d'un élément horizontal soutenu par plusieurs éléments verticaux tel qu'une poutre horizontale soutenue à ses extrémités par des poteaux verticaux.

- ✓ Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux ;
- ✓ Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux chargés de reprendre les charges et surcharges issue des différents niveaux pour le transmettre aux fondations.

VI.3. CHARGEMENT SUR LES POUTRES

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation). Noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles. Sur la Figure VI.1. Nous voyons bien comment se fait la distribution des charges dans une structure de bâtiment. Ainsi, les plancher recevant les charges (permanentes, et d'exploitation), en s'appuyant sur les poutres transmettent à ces dernières par réaction d'appui ces mêmes charges, qui seront transmises aux porteurs verticaux toujours par le même principe d'action réaction.

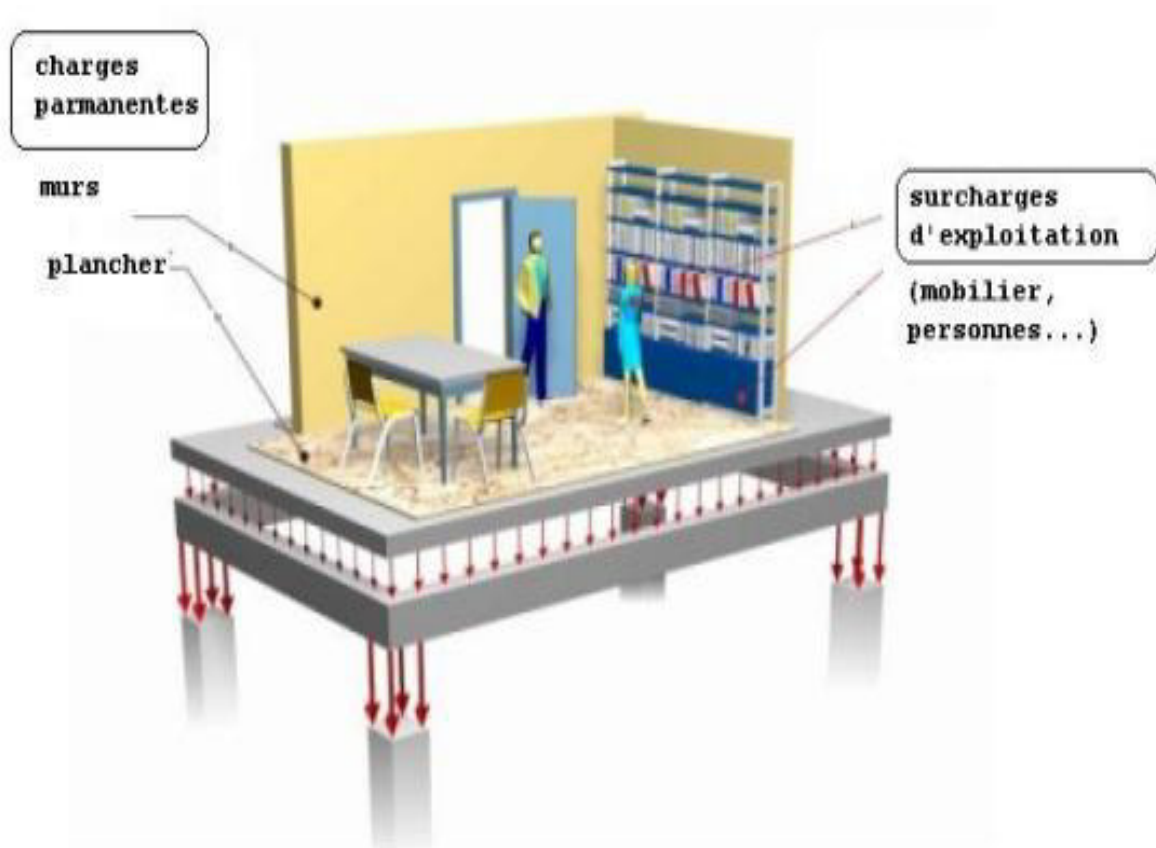


Figure VI.1 : Répartition de charges sur les poutres de plancher.

VI.4. SOLLICITATIONS INTERNES

VI.4.1. Poutre

Sous l'action de charges verticale uniformément distribuées par unité de longueur, il se développe à en toutes sections de la poutre de plancher un ensemble d'efforts internes qui se réduisent à :

- Des moments de flexion $M(x)$
- Des efforts tranchants $T(x)$.

Sur la Figure VI.2 est représentée une poutre typique de bâtiment soumise à des charges uniformément réparties par mètre linéaire. En dessous Figure VI.3 nous remarquons aussi l'allure déformée de cette même poutre puis la distribution des moments de flexion et la distribution des efforts tranchants le long de la poutre.

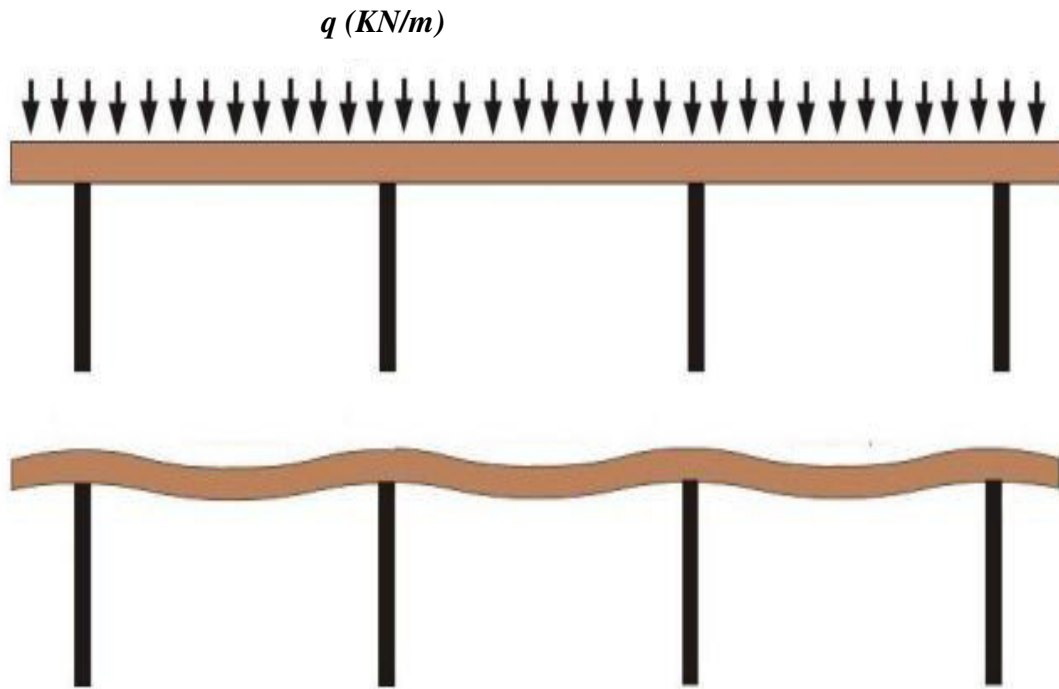


Figure VI.2 : Distribution des charges pour une poutre de plancher.

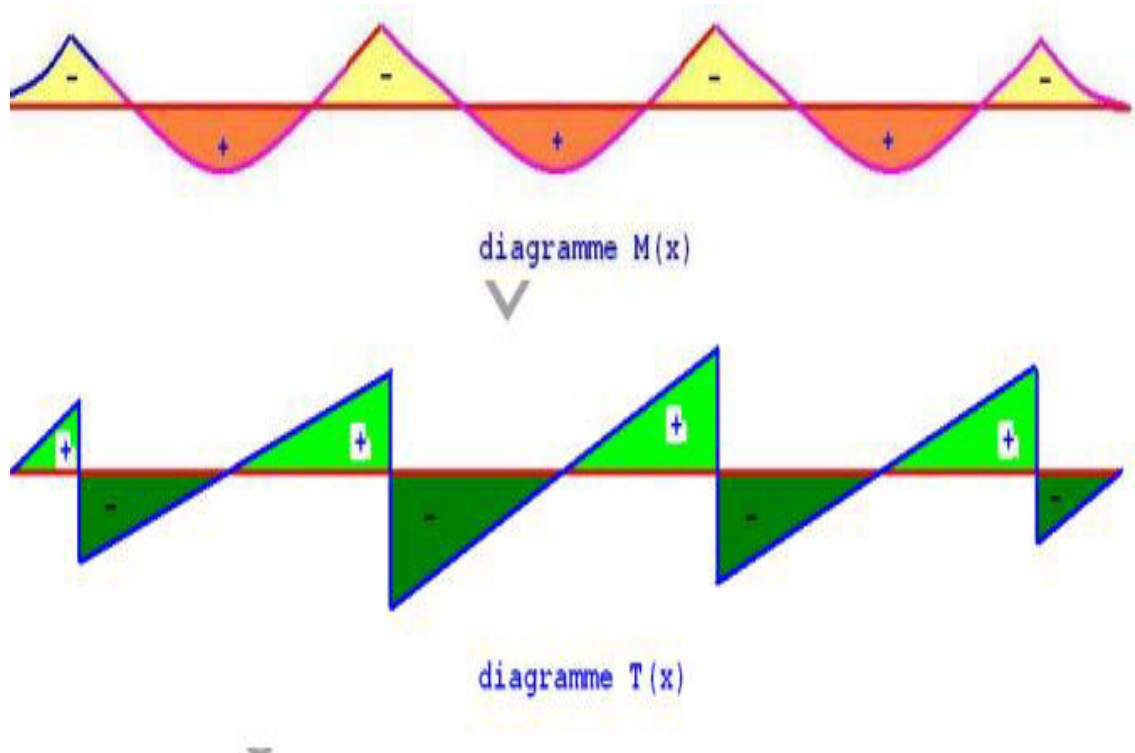


Figure VI.3 : Distribution des efforts internes pour une poutre de plancher.

Il est à signaler que la détermination de la déformée, des diagrammes de $M(x)$ et $T(x)$ se fait en appliquant la théorie de la résistance des matériaux RDM et plus particulièrement les structures hyperstatiques, ou bien en utilisant le logiciel ETABS pour le calcul facile et rapide.

VI.4.2. Poteau

Bien que reprenant sous charges verticales essentiellement des efforts de compression, un poteau est aussi sollicité par de moments de flexion et des efforts tranchants. Seulement dans l'état actuel de nos connaissances, nous sommes dans l'incapacité de déterminer ou simplement estimer grossièrement ces derniers comme nous l'avons fait pour la sollicitation effort normal. (Voir cours descente de charges). Tout simplement en raison que les constructions de type bâtiment sont des structures largement hyperstatiques, et actuellement nous ne savons résoudre que des problèmes isostatiques. Pour cela dans la suite, nous ne considérerons les poteaux uniquement soumis à des efforts de compression centrés. De plus en comparaison aux effets de $T(x)$ et $M(x)$, l'effet de l'effort normal $N(x)$, reste la sollicitation interne qui conditionne en grande partie le pré dimensionnement des poteaux d'une structure soumise à des charges verticales. Bien sûr, si une structure est aussi soumise à des efforts horizontaux (vent et séisme), il ne sera plus possible de négliger les effets induits par les autres efforts internes tels que le moment de flexion et l'effort tranchant.

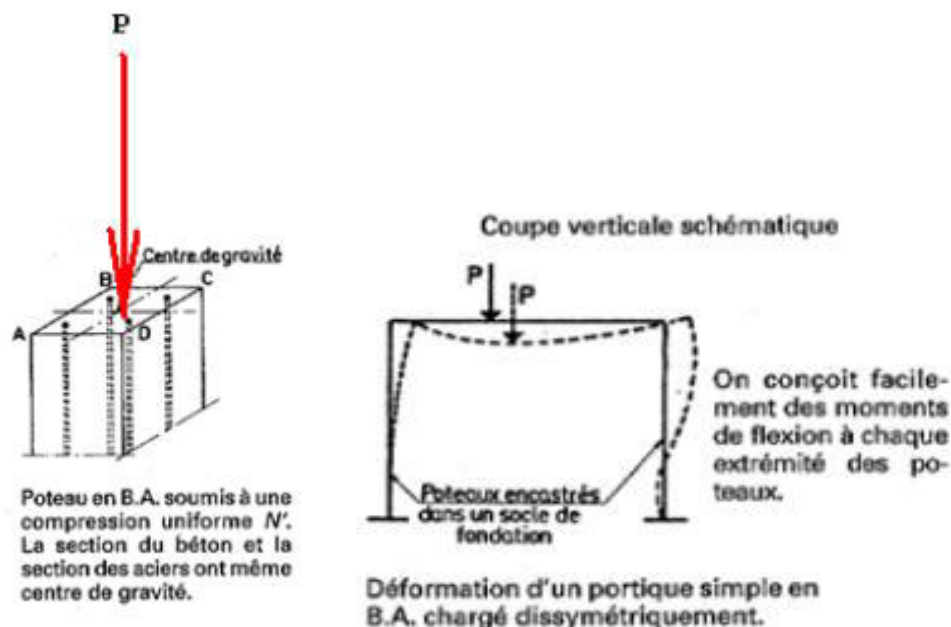


Figure VI.4 : Différents cas de chargement d'un poteau.

• Application

Soit le portique de l'axe 2 (plan de l'annexe 1) du projet a deux niveaux formé par deux poutres continues soutenues par des poteaux (voir Figure VI.5). Les poutres sont soumises à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitations Q uniformément réparties par mètre linéaire et des charges concentrées P représentent le poids des poutres secondaires.

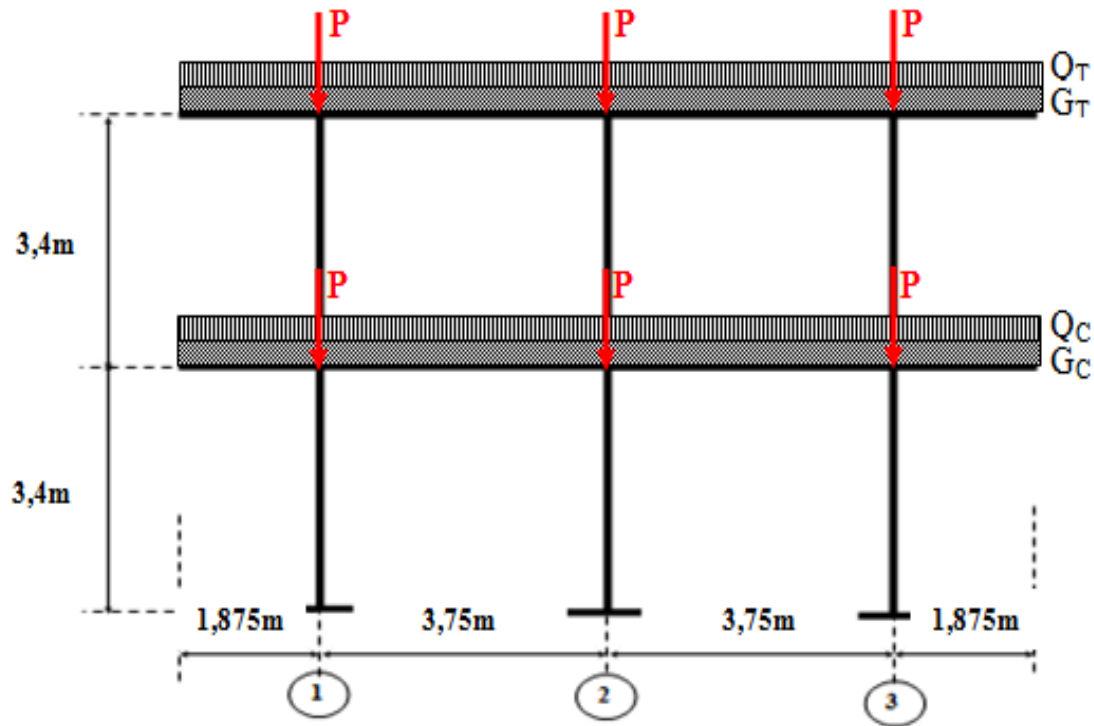


Figure VI.5 : Chargement du portique de l'axe 2.

On demande :

1. Le diagramme de combinaison des efforts (M), (V) et (N) pour l'état limite ultime de résistance ($1.35G + 1.5Q$) et l'état limite de service ($G + Q$) ;

❖ Modélisation par ETABS

Définir matériau béton :

$$\rho_m = 0 ;$$

$$\rho_v = 25 \text{ KN/m}^3 ;$$

$$f_{c28} = 22 \text{ MPa} = 22000 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$f_{eE} = 400 \text{ MPa} = 400000 \text{ KN/m}^2$$

$$f_e E = 400 \text{ MPa} = 400000 \text{ KN/m}^2$$

Définir des éléments de portique :

Poteaux : (40 x 40) cm²

Poutres : (30 x 45) cm²

Attribuer les charges statiques :

Charge permanente G_T :

$$G_T = (L_2 - b) \times g_t = (3.75 - 0.3) \times 6.53 = 22.53 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation Q_T :

$$Q_T = L_2 \times q_t = 3.75 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

Charge permanente G_C :

$$G_C = (L_2 - b) \times g_c = (3.75 - 0.3) \times 5.47 = 18.87 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation Q_C :

$$Q_C = L_2 \times q_c = 3.75 \times 1.5 = 5.62 \text{ KN/ml}$$

Poids des poutres secondaires appliqué sur chaque poteau P

$$P = (L_2 - b_1) \times b \times h \times \rho_v = (3.75 - 0.4) \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 11.31 \text{ KN}$$

Les poteaux sont considérés encastres à la base.

Les résultats de modélisation à l'aide de logiciel ETABS sont présentés dans les figures suivantes :

1. Le diagramme des efforts (M), (V) et (N) pour l'état limite ultime de résistance (1.35G + 1.5Q)

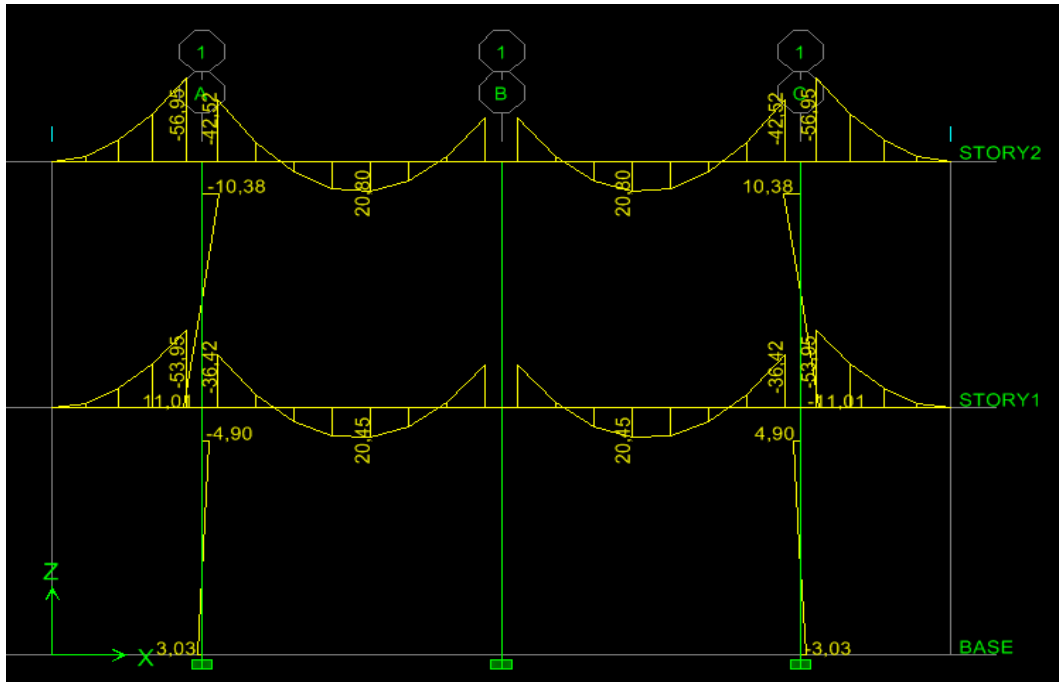


Figure VI. 6 : Diagramme du moment fléchissant (M).

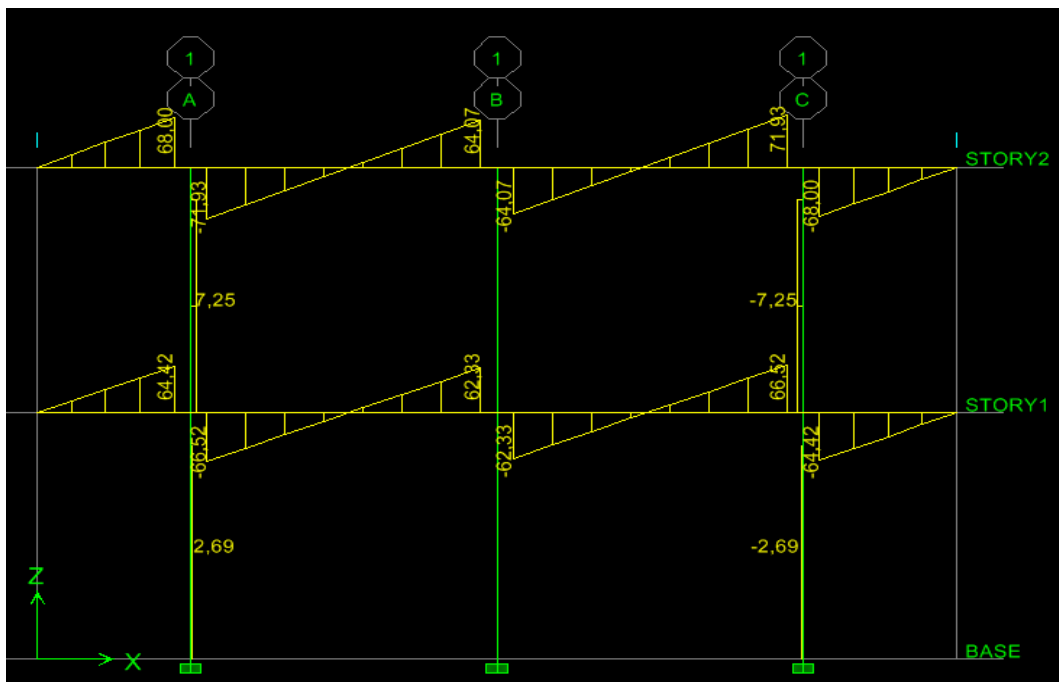


Figure VI. 7 : Diagramme d'effort tranchant (V).

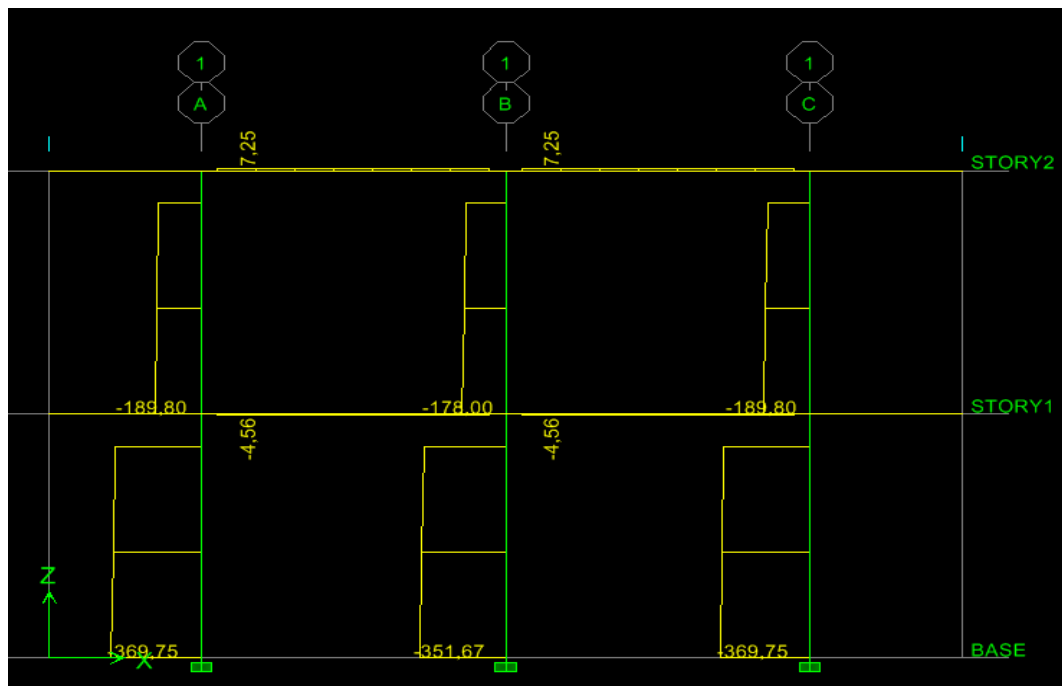


Figure VI. 8 : Diagramme d'effort normal (N).

2. Le diagramme des efforts (M), (V) et (N) pour l'état limite de service (G + Q)

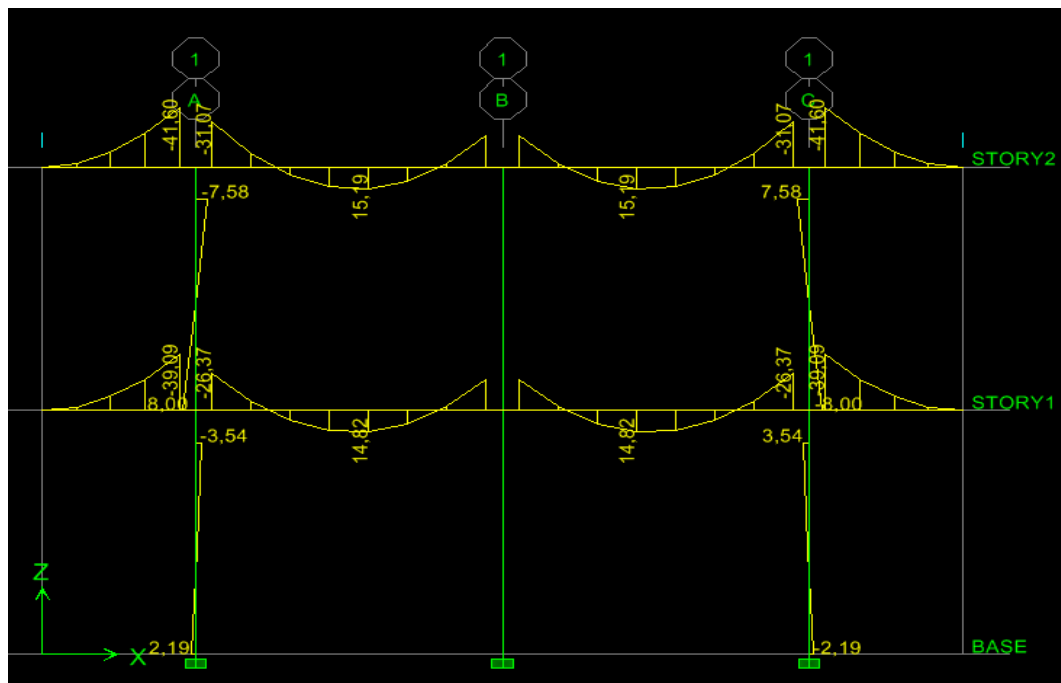


Figure VI.9 : Diagramme du moment fléchissant (M).

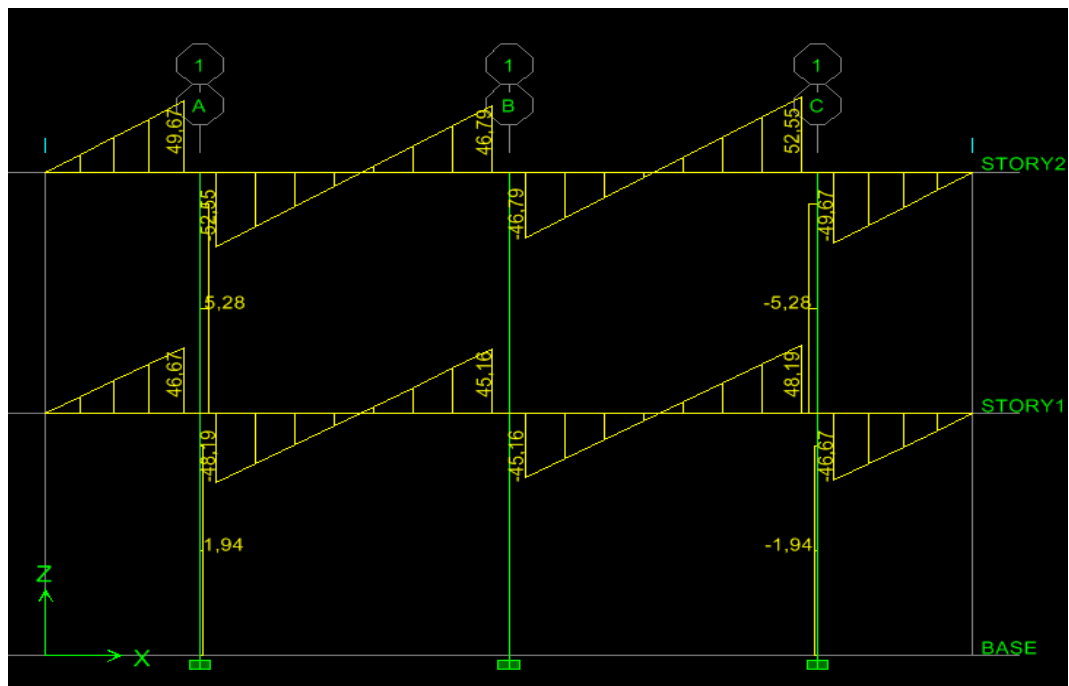


Figure VI. 10 : Diagramme d'effort tranchant (V).

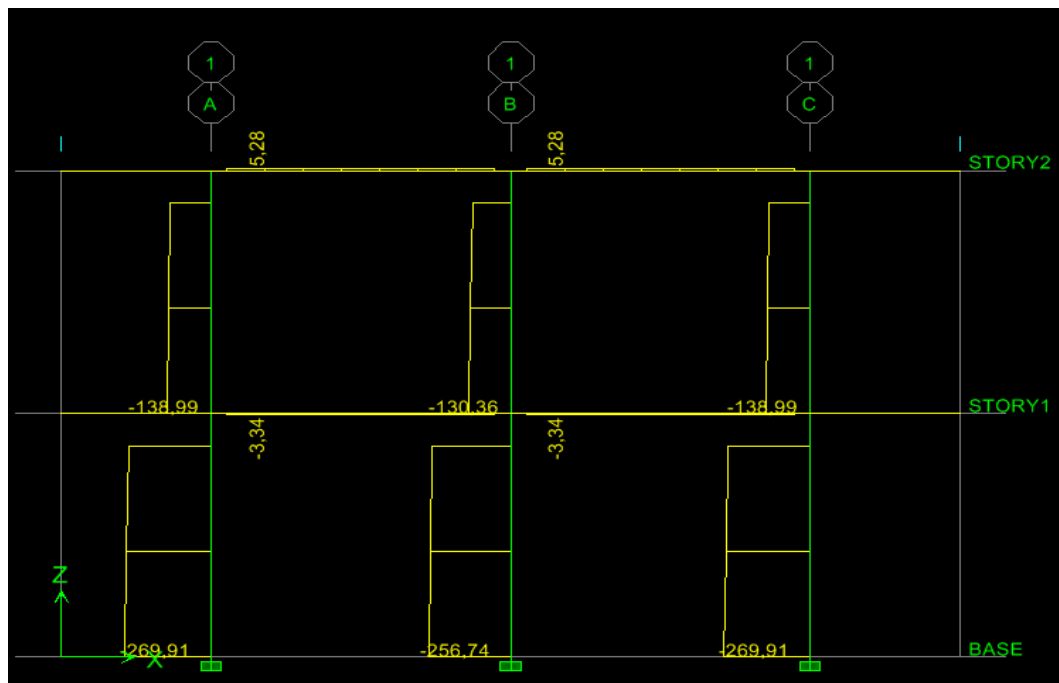


Figure VI. 11 : Diagramme d'effort normal (N).

VI.5. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE L'AXE 2

A) Etat limite ultime (E.L.U)

❖ Armatures longitudinales

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \{1.35; 1.4\}$$

Pour la poutre porteuse (l'axe 2) : $A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2$

Condition exigée par RPA99 [1] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A_{min} = 0.5\%bh$ (en toute section)

Pour la poutre porteuse (l'axe 2) : $A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{max} = 4\%bh$ (en zone courante)

Pour la poutre porteuse (l'axe 2) : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$

$A_{max} = 6\%bh$ (en zone de recouvrement)

Pour la poutre porteuse (l'axe 2) : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2$.

- La longueur minimale de recouvrement et de : **50 ϕ en zone III**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à **90°**
- Zone nodale dans la poutre**

$$l' = 2 \times h$$

h : La hauteur de poutre étudiée

$$l' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \rightarrow \text{Poutre porteuse (l'axe 2)}$$

❖ Armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (\text{VI.1})$$

(Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{VI.2})$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right\} \quad (\text{VI.3})$$

L'espacement:

$$S_t = \min \{0.9d; 40\} \text{ cm} \quad (\text{VI.4})$$

Selon le RPA99/version 2003 article 7.5.2.2

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\} \text{ en zone nodale} \quad (\text{VI.5})$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante} \quad (\text{VI.6})$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b \quad (\text{VI.7})$$

*Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.*

B) Etat limite de Service (E.L.S)

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s)y - 30 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0 \quad (\text{VI.8})$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y_1^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \quad (\text{VI.9})$$

$$K = \frac{M_s}{I} \quad (\text{VI.10})$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y \quad (\text{VI.11})$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa} \quad (\text{VI.12})$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad (\text{VI.13})$$

N.B : *comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.*

• Application

- Calculer le ferrailage de la poutre de l'axe 2 du plancher terrasse.

Nous avons les caractéristiques mécaniques des matériaux suivantes :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	22	12,47	1,15	400	348

A) Etat limite ultime

❖ Armatures longitudinales

▪ *Sur appui (poutre console) : (1.35G+1.5Q)*

$$L = 3.75 \text{ m}; M_{au} = -57 \text{ KN.m}; b = 30 \text{ cm}; c = \frac{h}{10} = 4.5 \text{ cm}; d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{57 \times 10^3}{12.47 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.093 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.091 < \mu_l = 0.186 \rightarrow A_s = \frac{1.07 \times M_{au}}{d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1.07 \times 57}{348.0405} \times 10 = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 3T12 + 2T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

▪ *Sur appui intermédiaire : (1.35G+1.5Q)*

$$L = 3.75 \text{ m}; M_{au} = -42.6 \text{ KN.m}; b = 30 \text{ cm}; c = \frac{h}{10} = 4.5 \text{ cm}; d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.6 \times 10^3}{12.47 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.069 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.069 < \mu_l = 0.186 \rightarrow A_s = \frac{1.07 \times M_{au}}{d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1.07 \times 42.6}{348.0405} \times 10 = 3.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

▪ *Sur travée : (1.35G+1.5Q)*

$$L = 3.75\text{m} ; M_t = 20.8 \text{ KN.m} ; b = 30 \text{ cm} ; C = \frac{h}{10} = 4.5\text{cm} ; d = 40.5 \text{ cm}$$

$$L = 3.75 \text{ m}; M_t = -20.8 \text{ KN.m}; b = 30 \text{ cm}; c = \frac{h}{10} = 4.5 \text{ cm}; d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{20.8 \times 10^3}{12.47 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.034 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.186 \rightarrow A_s = \frac{1.07 \times M_t}{d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1.07 \times 20.8}{348.0405} \times 10 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.4 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification des Conditions exigées par RPA99**

$$A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Donc :

Vérification sur appuis (poutre consol) :

$$A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (5.65 + 3.39) = 9.04 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Vérification sur appuis intermédiaire :

$$A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (3.39 + 3.39) = 6.78 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Vérification en travée :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (3.39 + 3.39) = 6.78 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Armatures transversales: (1.35G+1.5Q)

$$V_u = 72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{72 \times 10}{30 \times 35.5} = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\phi_t = \min\{12.85; 30; 12\} , \text{ on prend :}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times (0.08)^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40) \text{ cm} \leq \min(0.9 \times 40.5, 40) \text{ cm} = 36.45 \text{ cm}$$

Espacement exigé par RPA 99 [1]

(Zone nodale). $S_t \leq \min(10; 12\phi) \leq \min(10; 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

(Zone courante)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend ; $S_t = 15 \text{ cm}$

Quantité d'armatures transversale :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{CV})$$

B) Etat Limite de Service

Sur appuis (poutre console) : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$.

Moment de service : $M_s = - 41.6 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s) \times y - 30 \times (d \times A_s) = 0$$

$$30 \times y^2 + 30 \times (5.65) \times y - 30 \times (40.5 \times 5.65) = 0$$

$$30y^2 + 169.5y - 6964.75 = 0$$

$$y = 12.56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (12.56)^3 + 15 \times [5.65 \times (40.5 - 12.65)^2] = 85973.4 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{41.6 \times 10^3}{85973.4} = 0.48$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y = 0.48 \times 12.56 = 6.03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = K \cdot y = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = K \cdot y = 13.2 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Sur appuis intermédiaire : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Moment de service : $M_s = - 31 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s) \times y - 30 \times (d \times A_s) = 0$$

$$30 \times y^2 + 30 \times (3.39) \times y - 30 \times (40.5 \times 3.39) = 0$$

$$30y^2 + 101.7y - 4118.85 = 0$$

$$y = 10.14 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (10.14)^3 + 15 \times [3.39 \times (40.5 - 10.14)^2] = 57295.85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{31 \times 10^3}{57295.85} = 0.54$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y = 0.54 \times 10.14 = 5.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = K \cdot y = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = K \cdot y = 13.2 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire σ_s

Sur travée : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Moment de service : $M_s = 15.19 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s) \times y - 30 \times (d \times A_s) = 0$$

$$30 \times y^2 + 30 \times (3.39) \times y - 30 \times (40.5 \times 3.39) = 0$$

$$30y^2 + 101.7y - 4118.85 = 0$$

$$y = 10.14 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (10.14)^3 + 15 \times [3.39 \times (40.5 - 10.14)^2] = 57295.85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{15.19 \times 10^3}{57295.85} = 0.27$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y = 0.27 \times 10.14 = 2.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = K \cdot y = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 22 = 13.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = K \cdot y = 13.2 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Schéma de ferrailage :

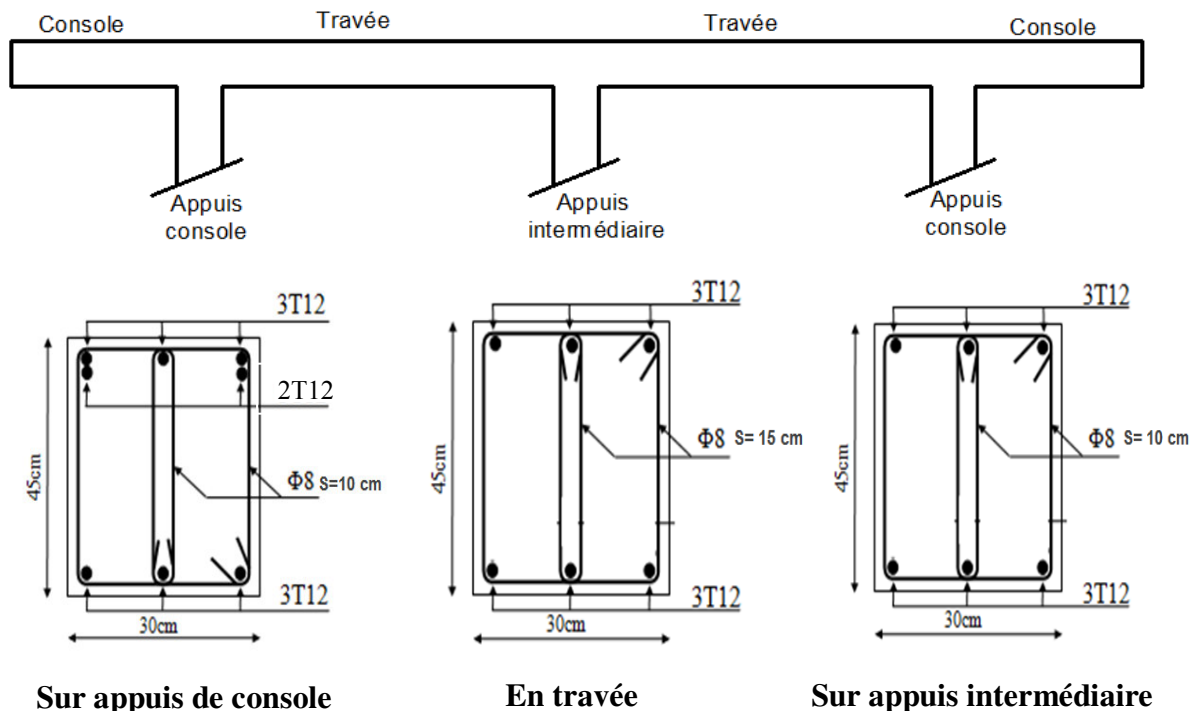


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage de la poutre de l'axe 2.

VI.6. CALCUL DU FERRAILLAGE DU POTEAU CENTRAL

Recommandations du règlement parasismique algérien RPA99/V2003 [1] :

a) Les armatures longitudinales

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- ✓ Leur pourcentage **minimal** sera :
 - 0.8% de la section de béton (en zone IIa) ;
 - 0.9% de la section de béton (en zone IIb et III) ;
- ✓ Leur pourcentage **maximal** sera de :
 - 4% de la section de béton (en zone courante) ;
 - 6% de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- ✓ Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12 mm ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de
 - 40Φ (en zone I et IIa) ;
 - 50Φ (en zone IIb et III) ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser:

25cm (en zone I et IIa) ;

20cm (en zone IIb et III) ;

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées selon le **RPA99/V2003** (Art : 7.4.2.2) [1] à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{VI.11})$$

Tel que :

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur total de la section brute ;

f_e : Contrainte élastique de l'acier d'armature transversales ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g: \text{l'élancement géométrique}) \quad (\text{VI.12})$$

L'élancement géométrique du poteau est donné par :

$$\{\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (\text{VI.13})$$

Avec, **a** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

t : est l'espacement des armatures transversales; la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

➤ Dans la Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et IIa}$$

$$t = 10 \text{ cm en zone IIb et III}$$

➤ Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et IIa}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \text{ en zone IIb et III}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 & 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 & 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_1$ minimum.

Le poteau central est un élément vertical, il transmet les efforts (G et Q) aux fondations. Sa section est soumise à la compression simple sous un effort normale.

• Application

- Calculer le ferrailage du poteau central.

a) Section des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{\beta \cdot N_u - B_r \cdot \frac{f_{bc}}{0.9}}{0.85 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (\text{VI.14})$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{19.83}{35} \right)^2 = 1.064$$

$$A_s \geq \left[\frac{1.064 \times 377.6 \times 10^{-3} - (0.38 \times 0.38) \times \frac{12.47}{0.9}}{0.85 \times \frac{400}{1.15}} \right] = -0.005408 \text{ m}^2 = -54.08 \text{ cm}^2$$

b) Vérification selon BAEL

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

Avec

$$A_{min} = \max \begin{cases} 0.2\% B = \frac{0.2 \cdot (40 \times 40)}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} U = 4 \cdot (4 \times 0.40) = 6.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

U : périmètre de la section du poteau en mètre.

$$A_{max} = 5\% B = \frac{5}{100} \cdot (40 \times 40) = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = -54.08 < A_{min} = 6.4 < A_{max} = 80 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est non vérifiée donc on prend $A_s = A_{min} = 6.4 \text{ cm}^2$

c) Vérification selon RPA

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

* leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{min} = 0.7\% bh \text{ (zone I).}$$

$$A_{min} = 0.8\% bh \text{ (zone IIa).}$$

$$A_{min} = 0.9\% bh \text{ (zone IIb et III)} = 0.9 \times 40 \times 40 / 100 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 14.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on prend $A_s = 14.4 \text{ cm}^2$

* Leur pourcentage maximal sera de :

$$A_{\max} = 3\% bh = 3 \times 40 \times 40 / 100 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{\max} = 6\% bh = 6 \times 40 \times 40 / 100 = 96 \text{ cm}^2 \text{ (zone recouvrement)} \dots\dots\dots \text{CV}$$

* Le diamètre minimum est de 12mm

$$\text{Donc on choisit : } A_s = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

* La longueur minimale des recouvrements est de:

$$40 \phi \text{ (zone I et IIa)}$$

$$50 \phi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm (zone IIb et III)}$$

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$- 25 \text{ cm (zone I et IIa)}$$

$$- 20 \text{ cm (zone IIb et III)}$$

d) Armature transversale : (RPA99/version2003 [1])

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot s}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{VI.15})$$

Avec ;

L'espacement des armatures transversales exigé par RPA 99/V2003 [1] :

Zone nodale

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et IIa}$$

$$t = 10 \text{ cm en zone IIb et III}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et IIa}$$

$$t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \text{ en zone IIb et III}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Coefficient correcteur ρ

$$\text{on a } \lambda = \frac{0.7 \times 3.4}{0.40} = 5.95$$

$$\lambda > 5 \Rightarrow \rho = 2.5 \quad \text{Alors,}$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 62.33 \times 15}{40 \times 400} * 10 = 1.46 \text{ cm}^2$$

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

e) Disposition du ferrailage

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau ;
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure suivante on représente le ferrailage du poteau central en béton armé.

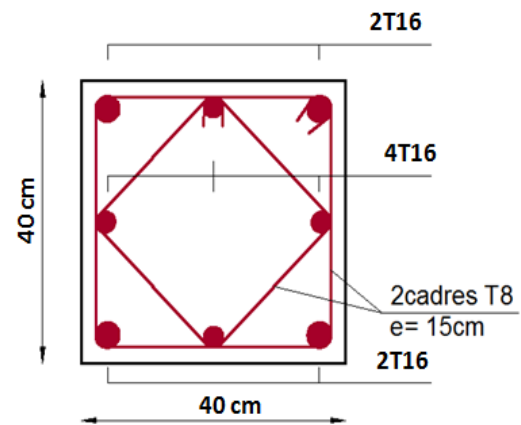
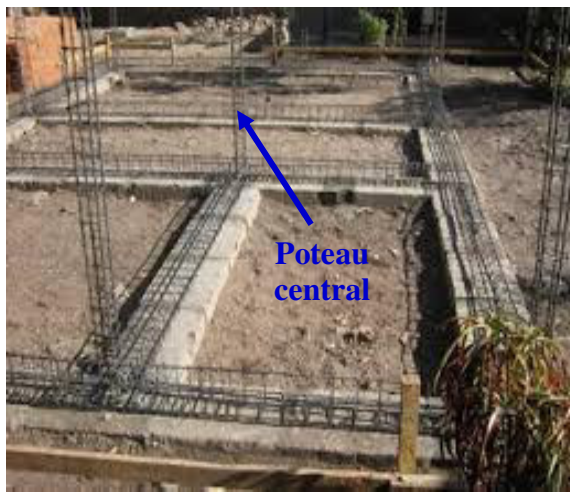


Figure VI.13 : Disposition du ferrailage du poteau central.

CHAPITRE VII :

SYSTEME DE FONDATION

VII.1. INTRODUCTION

Un ouvrage, quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Dans ce chapitre, l'étudiant est chargé d'assurer la stabilité du bâtiment (R+1) en utilisant des fondations superficielles $\frac{H}{B} < 6$ (B : largeur de la fondation et H : profondeur d'assise) telles que des semelles isolées positionnées sous les poteaux (voir la Figure VII.1).

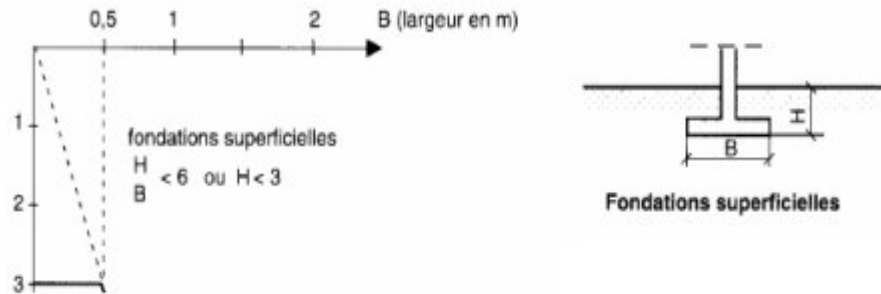


Figure VII.1 : Limite des fondations superficielles DTU 13.2 [5].

VII.2. ROLE DE FONDATIONS

C'est la partie de la structure en contact avec le sol, chargée de transférer toutes les charges permanentes et variables supportées par l'ouvrage au sol. La fondation revêt ainsi une importance cruciale, car la bonne réalisation de celle-ci influe directement sur la stabilité globale de l'ensemble. Les rôles des fondations superficielles se résument principalement à deux aspects :

- ✓ Transmettre efficacement ces charges et surcharges au sol afin de garantir la stabilité de l'ouvrage ;
- ✓ Supporter et redistribuer les charges et surcharges portées par la structure.

VII.3. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAU SOUMISES A UNE CHARGE CENTREE

VII.3.1. Dimensionnement de la semelle

Le calcul va nous permettre de connaître les dimensions de la fondation en largeur (longueur dans le cas d'une semelle isolée) et hauteur (Figure VII.2). Puis de déterminer les armatures à positionner dans cette fondation.

Dans un premier temps nous devons disposer de la charge qui arrive sur cette fondation. C'est la charge N_u donnée par la descente de charges :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q + (1.35 \text{ poids de la semelle}) \quad (\text{VII.1})$$

Quant au poids propre de la semelle c'est une inconnue au départ, mais il devra être pris en compte par la suite dans la vérification du sol.

Considérons un poteau de section ($a \times b$) et une semelle de dimensions ($A \times B$), on a par homothétie:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (\text{VII.2})$$

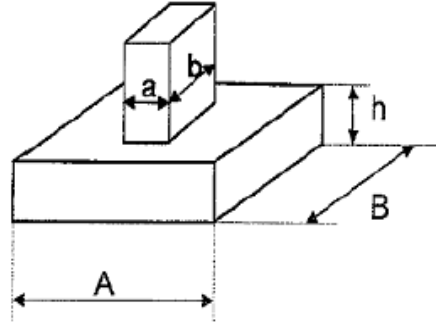


Figure VI.2 : Dimensionnement de la semelle.

A et **B** sont déterminés par :

$$A \cdot B \geq \frac{P}{\bar{\sigma}} \quad B \geq \sqrt{\frac{b P}{a \bar{\sigma}}} \quad A \geq \sqrt{\frac{a P}{b \bar{\sigma}}} \quad (\text{VII.3})$$

Les autres dimensions doivent respecter:

$$\frac{B - b}{4} \leq (d_a, d_b) \leq (A - a) \quad (\text{VII.4})$$

$$e \geq \max\{15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \text{ cm}\} \quad (\text{VII.5})$$

$$h = d_b + 4 \text{ et } d_a = d_b - 1.5 \quad (\text{VII.6})$$

VII.3.2. Calcul des armatures

Les sections d'armatures A_a dans le sens de la largeur et A_b dans le sens de la longueur sont:

$$A_a = \frac{P_u(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} \quad A_b = \frac{P_u(B - b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} \quad (\text{VII.7})$$

VII.4. SEMELLES RECTANGULAIRES SOUS POTEAU SOUMISES A UNE CHARGE EXCENTREE

Supposant une semelle rectangulaire ($A \times B$) et dans la mesure où le sol ne peut prendre de traction, deux cas de figure se présentent :

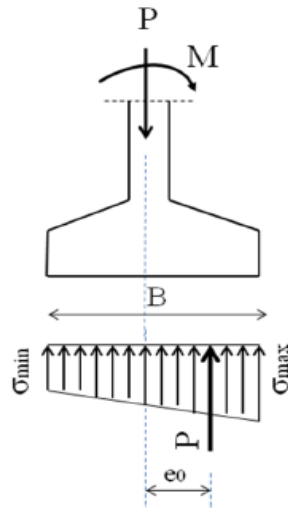


Figure VII.3: Répartition trapézoïdale des contraintes.

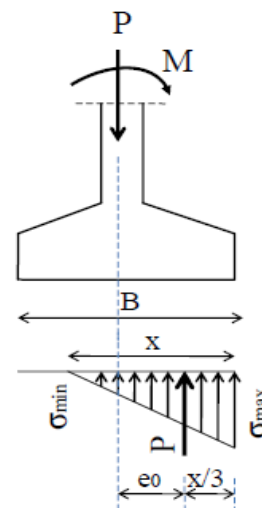


Figure VII.4: Répartition triangulaire des contraintes.

- $e_0 \leq B/6$: dans ce cas le diagramme de répartition des contraintes est trapézoïdale et :

$$\sigma_{min} = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{AB} \quad \sigma_{max} = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{AB} \quad (\text{VII.8})$$

- $e_0 > B/6$: dans ce cas le diagramme de répartition des contraintes est triangulaire et il est facile de vérifier que :

$$P = \frac{\sigma_{max}}{2} \cdot A_x \quad e_0 + \frac{x}{3} = \frac{B}{2} \quad (\text{VII.9})$$

Soit :

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \quad (\text{VII.10})$$

Condition de résistance du sol

- Si $e_0 \leq B/6$ alors la contrainte située au tris quarts de la semelle du côté de σ_{max} , noté $\sigma_{3/4}$ est donnée par :

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4} = \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) \frac{P}{AB} \leq \bar{\sigma} \quad (\text{VII.11})$$

- Si $e_0 \leq B/6$ alors la condition de résistance réglementaire est que :

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \quad (\text{VII.12})$$

Soit telle que:

$\sigma_{\max} \leq 1,33\bar{\sigma}$ dans le cas général;

$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}$ si le moment M est dû à un vent dominant agissant la majorité du temps.

Détermination des armatures

La résultante est dans le noyau central ($e_o \leq B/6$)

$$\text{a) Si } \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \leq \frac{1}{2} \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \quad e_o = \frac{B}{24} \quad (\text{VII.13})$$

Dans ce cas et si la différence des contraintes extrêmes est au plus égale à la moitié de la contrainte moyenne, on utilise la méthode des bielles en considérant que tout se passe comme si la semelle recevait une contrainte uniforme $\sigma_{3/4}$

On remplace la charge réelle P par une charge fictive :

$$P' = \left(1 + 3 \frac{e_o}{B}\right) P \quad (\text{VII.14})$$

$$\text{a) Si } \sigma_{\max} - \sigma_{\min} > \frac{1}{2} \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \quad e_o > \frac{B}{24} \quad (\text{VII.15})$$

Dans la direction B , les armatures sont calculées de telle façon à équilibrer un moment M_I appliquée dans la section S_I située à $0.35b$ de l'axe du poteau (coté σ_{\max}).

Dans la direction A , les armatures sont calculées suivant la méthode des bielles en considérant l'effort fictif $P' = \left(1 + 3 \frac{e_o}{B}\right) P$

Sous charge ultime, le moment M_I vaut :

$$M_I = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \left(1 + 4 \frac{e_o}{B} + 1.4 \frac{be_o}{B^2}\right) \frac{P_u}{2B} \quad (\text{VII.16})$$

La résultante hors du noyau central ($e_o > B/6$)

On procède comme précédemment en b mais le moment M_I vaut :

$$M_I = (4B + 0.35b - 9e_o) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_o}\right)^2 \frac{P_u}{27} \quad (\text{VII.17})$$

• Application

Prenons le même portique du projet de bâtiment à deux niveaux traité dans le chapitre précédent (voir la coupe transversale de l'annexe 1).

- Dimensionner et calculer le ferrailage de la semelle isolée sous poteau central.

Données :

$$\begin{aligned} \text{Poteau central: } (40 \times 40) \text{ cm}^2; N_u &= 343.25 \text{ KN}; N_s = 250.35 \text{ KN} \\ f_{c28} &= 22 \text{ MPa}; FeE400; \bar{\sigma} = 0.25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1. Dimensionnement de la semelle

On prend les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques, c'est-à-dire :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$$

Par la condition de portance on détermine la largeur B ;

$$A.B \geq \frac{P}{\bar{\sigma}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b P_s}{a \bar{\sigma}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{40 \cdot 250.35 \times 10^3}{40 \cdot 0.25}} = 1000,7 \text{ mm}$$

On prend : $B = 120 \text{ cm}$ et $A = B = 120 \text{ cm}$

La hauteur utile est donnée par la condition de rigidité :

$$d_b \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow d_b \geq \frac{120 - 40}{4} = 20 \text{ cm}$$

On prend :

$$d_b = 26 \text{ cm} . h = d_b + 4 = 16 + 4 = 30 \text{ cm}$$

En prenant en compte le poids de la semelle, alors :

$$P_{\text{semelle}} = A.B.h.\gamma_b = 1.20 \times 1.20 \times 0.30 \times 25 = 10.8 \text{ KN}$$

La charge transmise au sol devient :

$$N_s = 250.35 + 10.8 = 261.15 \text{ KN}$$

$$N_u = 343.25 + 1.35 \times 10.8 = 357.83 \text{ KN}$$

On détermine de nouveau la largeur B, après avoir pris en compte le poids propre de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{40 \cdot 261.15 \times 10^3}{40 \cdot 0.25}} = 1022,06 \text{ mm}$$

Donc, on garde les mêmes dimensions.

$$B = 100 \text{ cm}; A = 100 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm}$$

2. Ferrailage de la semelle

Armature parallèles au côté A :

$$A_a = \frac{P_u(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_a = \frac{357.83 \times 10^3 \times (120 - 40)}{8 \times 26 \times 348} = 395,48 \text{ mm}^2 = 3.95 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12 = 5.65 cm²**, espacés de $((120 - 8)/4 = 28\text{cm})$

Armature parallèles au côté B :

$$A_a = \frac{P_u(A - a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_a = \frac{357.83 \times 10^3 \times (120 - 40)}{8 \times 26 \times 348} = 395,48 \text{ mm}^2 = 3.95 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12 = 5.65 cm²**, espacés de $((120 - 8)/4 = 28\text{cm})$

$e \geq \max\{15 \text{ cm}; 6\phi + 6 \text{ cm}\} = \max\{15 \text{ cm}; 6 \times 1.2 + 6 = 13.2\}$

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

3. Représentation du schéma de ferrailage

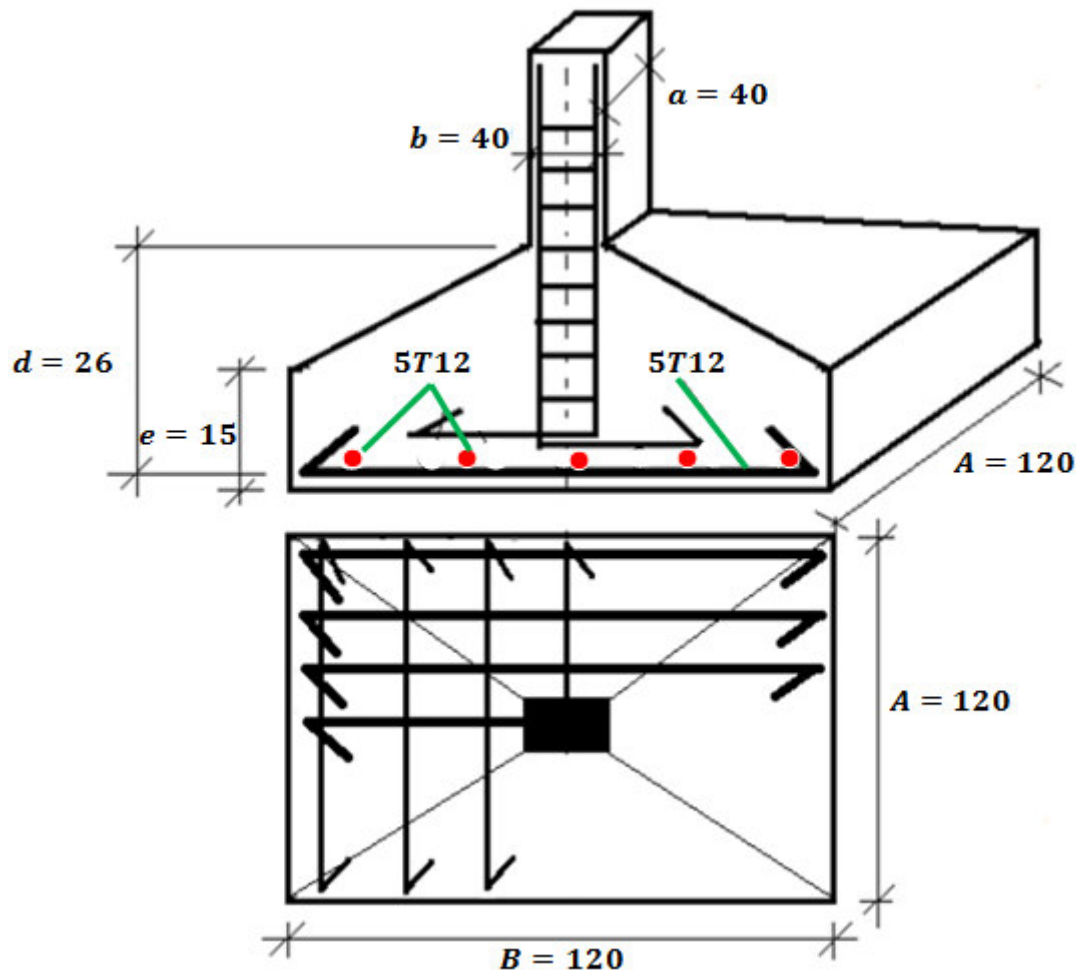


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée sous poteau central
(Dimensions en 'cm').

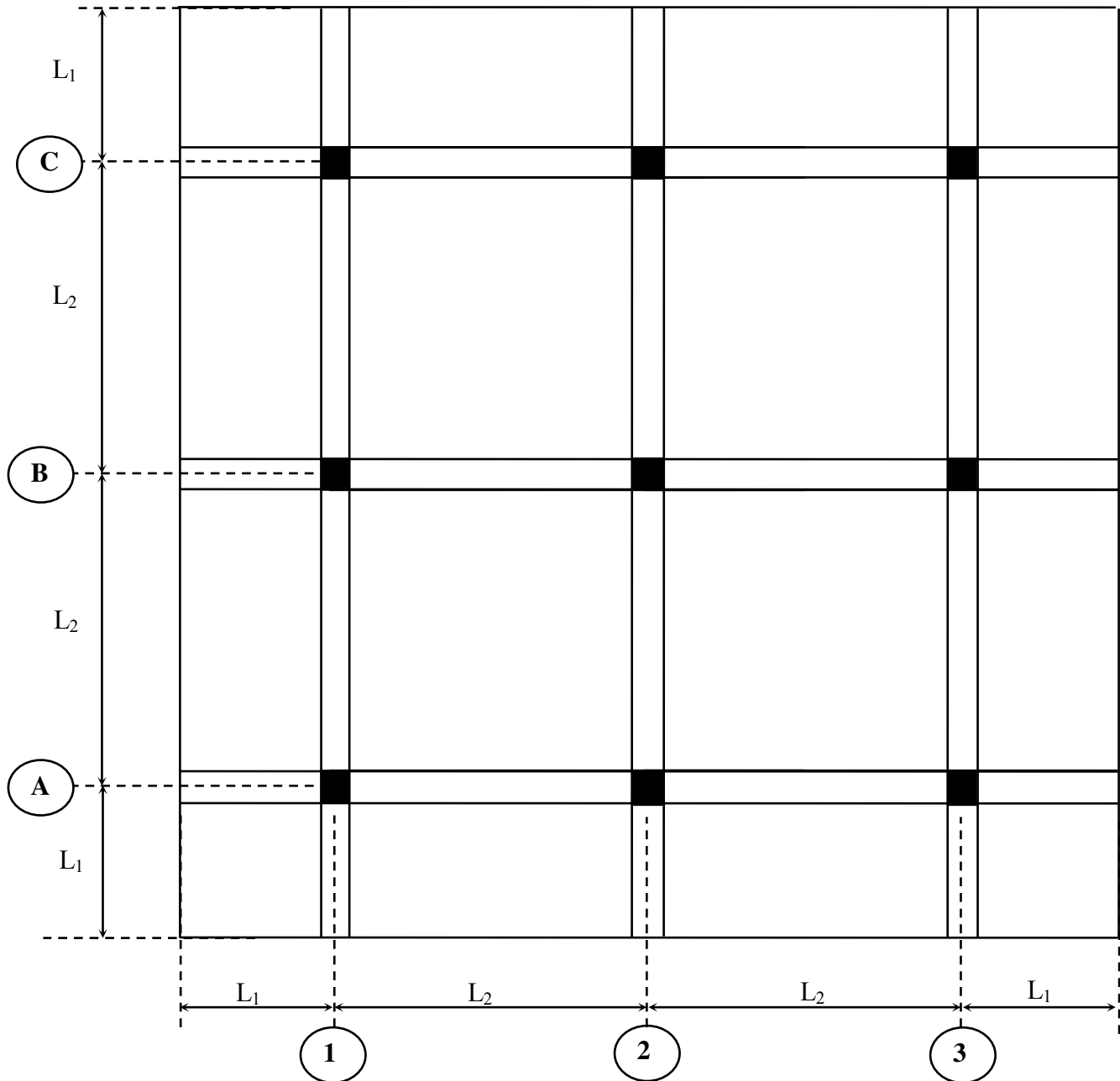
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2 - 48.
- [2] J. P. Mougin, calcul des éléments simples et des structures en béton armé. Cours de béton armé BAEL.91 modifié 99 et DTU associés, 2^{ème} Edition, Eyrolles. 2000 p. 287.
- [3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. P. 188.
- [4] Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire DTR - B.C. 2.2.
- [5] M. Berradia, Projet structures en béton armé. Polycopié de cours, Université Hassiba Benbouali, Chlef. p. 143.
- [6] B. Boudierba, Bâtiment (Cours avec Exercices corrigés). Polycopié de cours, Centre Universitaire El-Wancharissi, Tissemsilt. p. 108.

ANNEXES

ANNEXE 1

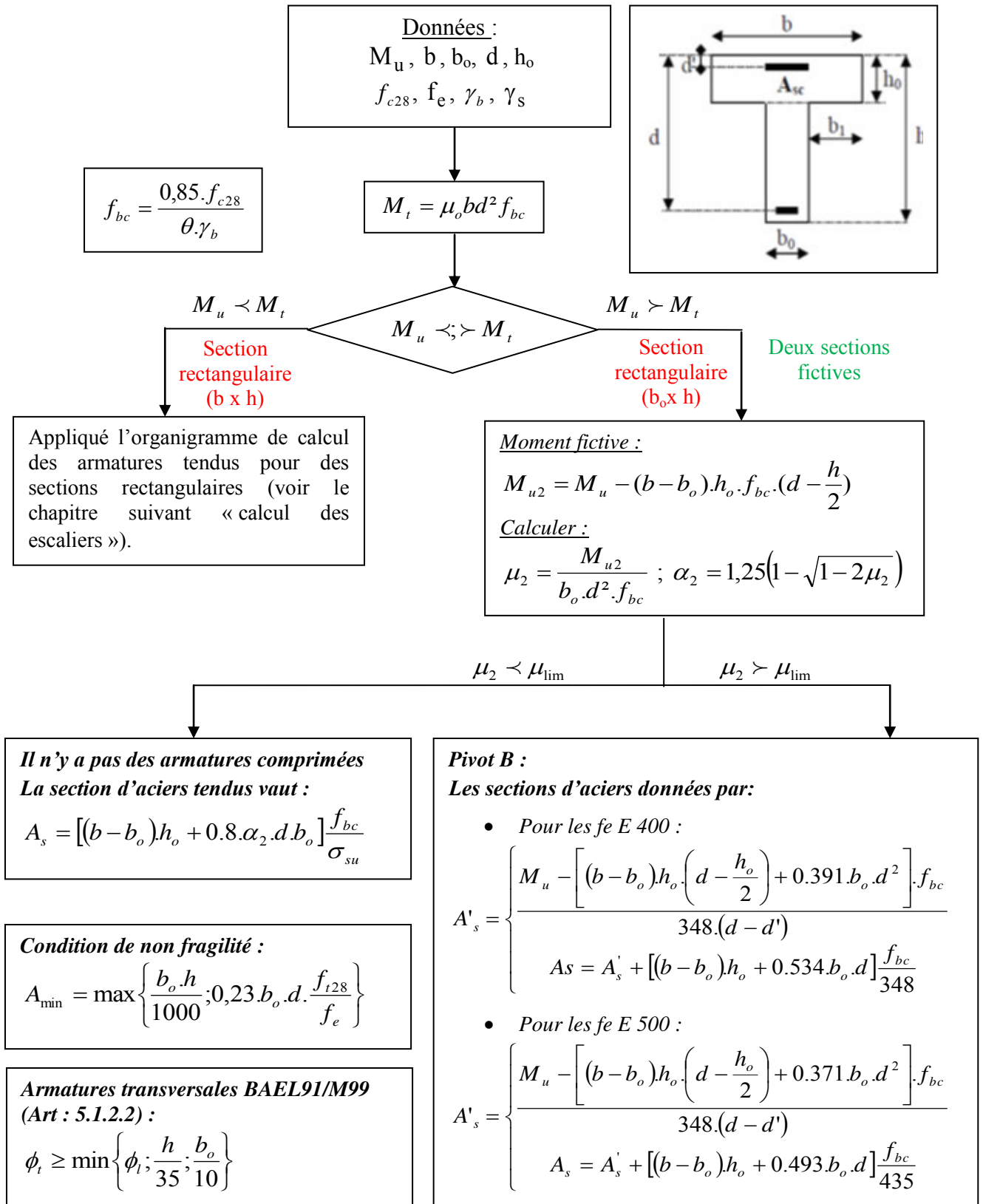
Plan du bâtiment



$$L_1 = 1.875 \text{ m} ; L_2 = 3.75 \text{ m} ; h_e = 3.4 \text{ m}$$

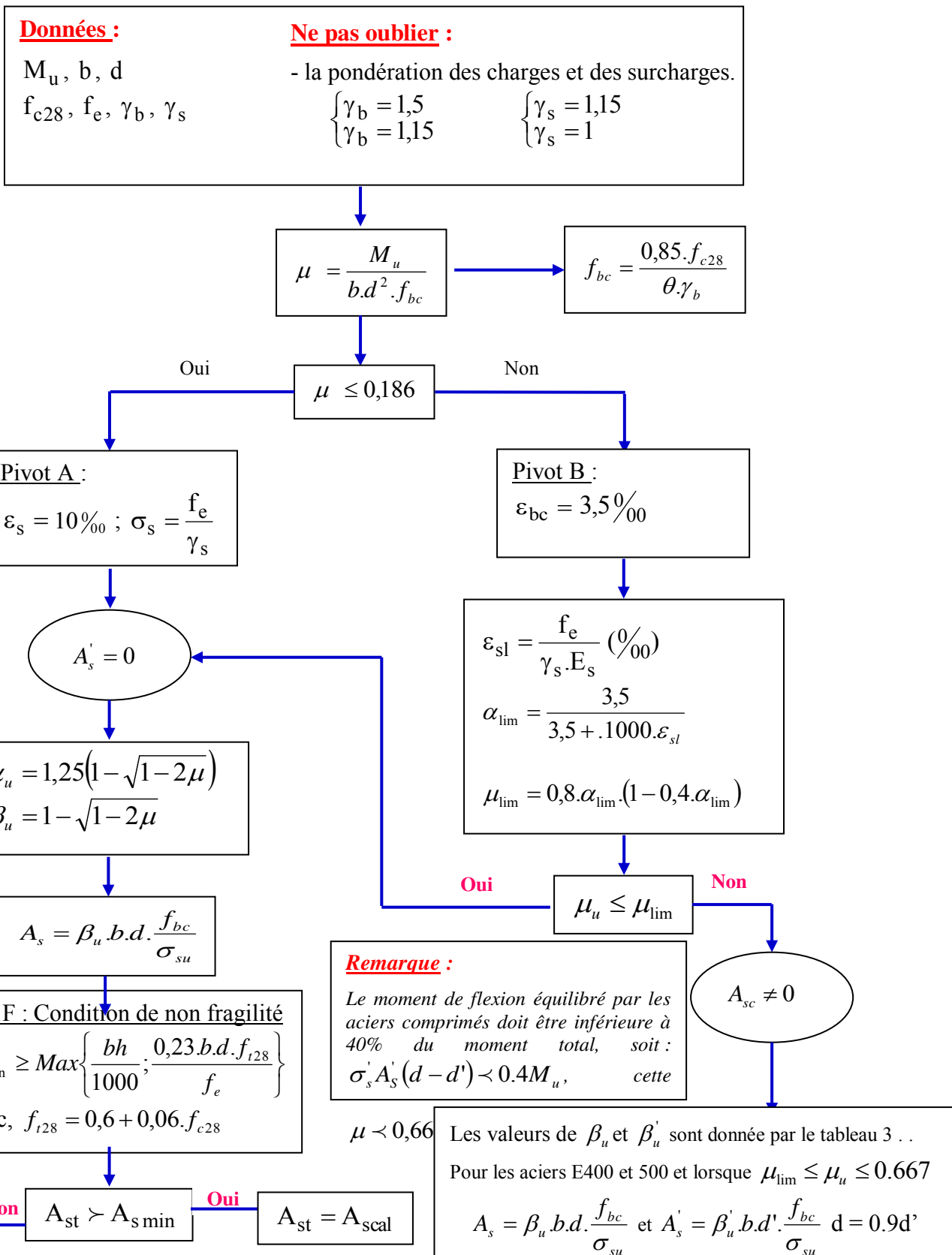
ANNEXE 2

Organigramme de calcul des armatures tendues pour une section en T



ANNEXE 3

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire



ANNEXE 4

Organigramme de calcul du ferrailage pour une section rectangulaire en flexion composé

