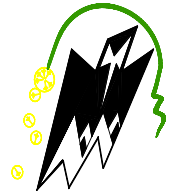


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de d'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle

THEME

Etude d'une Structure(R+4) celebatorium à usage dortoir
collectif à contreventement mixte avec l'application du
logiciel ETABS



Etudié par :
HASSANI FAHIMA
GUECHTOULI LIZA

Dirigé par : Mme AKMOUSSI

PROMOTION 2016/2017

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions Dieu de nous avoir donné la force et toutes les facultés afin d'atteindre ce palier d'étude et d'aller au bout de notre travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Mme AKMOUSSI** pour la solitude avec la qu'elle elle a suivi et guidé ce travail.

On remercie nos familles, nos parents pour le soutien qu'ils nous ont apportés

Durant toute notre existence et qui ont contribué dans notre réussite.

un grand merci au bureau d'étude Mazirt (Mr mazirt, Mr oukrine , Mme tebaa) à tous nos ami(e)s qui nous ont apporté(e)s leurs aides d'une manière ou d'une autre.

A tous nos camarades de la promotion 2016/2017

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Dédicaces

JE dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotes et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mon chère frère AMINE

A ma chère sœur LYDIA (Aidyl Bitiche)

A toute la famille GUECHTOULI et MALLEK

A mes camarades Sabrina, Karima, Aziza, Nadia

A tous mes amis (es) et à tout ceux qui me connaissent de proche ou de loin.

A mon binôme Hassani FAHIMA avec elle j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude.

Et, à toute ma promotion Génie civil (2016-2017).



Dédicaces

JE dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A ma chère sœur NOUARA et son fiancé NASSIM

A ma chère sœur DJAMILA et son mari BOUALEM

A mes nièces SAMIRA, RAZIKA, SABRINA

A mes neveux MAHREZ, HAKIM

A toute la famille HASSANI

A mes camarades Sabrina, Karima, Aziza, Samia, Nadia

A tous mes amis (es) et à tout ceux qui me connaissent de proche ou de loin.

A mon binôme GUECHTOULI LIZA avec elle j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude.

Et, à toute ma promotion Génie civil (2016-2017).

HASSANI

FAHIMA



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage page 1

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de chargepage 15

Chapitre III : Calcul des éléments Secondaires

III-1 Acrotère..... page 29

III -2 Plancher page 36

III -3-porte à faux..... page 57

III -4 Escaliers page 63

Chapitre IV : Vérification des conditions du RPA page 86

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V -1 Ferrailage des poteaux page 97

V -2 Ferrailage des poutres..... page 111

V -3 Ferrailage des voiles..... page 122

Chapitre VI : Etude de l'infrastructurepage 133

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages d'infrastructures. L'ingénieur génie civil réalise des ouvrages divers et variés qui répondent aux besoins de la société et des populations : ponts, tunnels, routes, barrages, bâtiments publics et privés, centrales, etc.

Il assure la conception, la réalisation, l'exploitation ou encore la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures. Les domaines d'application sont nombreux : gros œuvre, constructions industrielles, urbaines, hydrauliques, transports, etc. Il est tenu de respecter scrupuleusement les règles de sécurité ainsi que les contraintes environnementales.

Toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles : la superstructure (hors terre) et l'infrastructure (enterre).

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer :

ETABS, ROBOT, SAP2000...etc.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+4(celebatorium) à ossature mixte

Contreventement mixte, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.

Introduction

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage dortoir collectif (CELEBATORIUM) en (R+4) à contreventement mixte (portiques et voiles)

Qui comporte deux (02) blocs avec joint de rupture. Pour nos calculs, on aura à étudier qu'un seul bloc.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment)
- Les éléments constructifs : (éléments structuraux et non structuraux)
- Les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment

I-1-Présentation de l'ouvrage

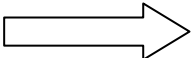
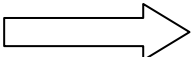
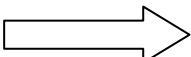
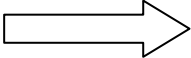
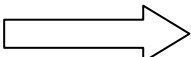
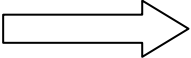
Notre étude consiste à étudier un bâtiment à ossature mixte (poteaux + poutres + voiles) ; ce bâtiment est situé à NACIRIA wilaya de Boumerdes classé selon RPA 2003 (règlement parasismique algériennes) comme une zone de moyenne sismicité (ZONE IIb), le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) implanté dans un site meuble (S3), composé de :

- RDC + 4 étages courants.
- Terrasse inaccessible.
- Cage d'escalier.
- cage de secours.

Étude de sol:

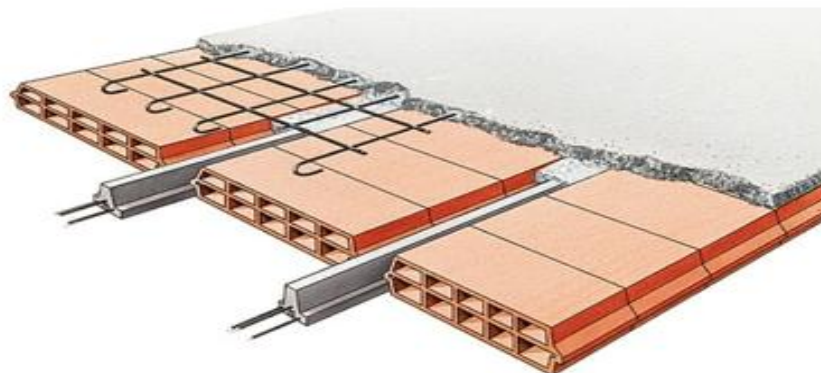
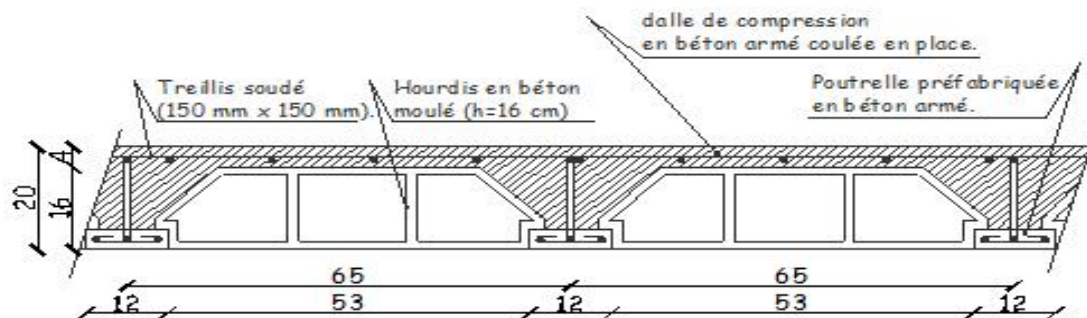
L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2,5 bars.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- La hauteur totale du bâtiment  Ht = 15,64 m
- La longueur totale du bâtiment  L = 26,18 m
- La largeur totale du bâtiment  b = 12,5 m
- La hauteur du RDC  $h_{\text{RDC}} = 3,40 \text{ m}$
- La hauteur d'étage  $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$
- Hauteur de l'acrotère  H = 0,6 m

- Fonction d'isolation :

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement des différents étages.



- ① - Poutrelle
- ② - Corps creux
- ③ - Treillis soudé
- ④ - Dalle de compression

Fig I.1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Planchers semi-préfabriqué).

2- Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur et les balcons.

e- Escalier

Ce sont des éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre sur toute la hauteur du bâtiment. Le bâtiment est menu d'une cage d'escalier de type droit, elle est constituée de deux volées, réalisée en béton armé coulé sur place.

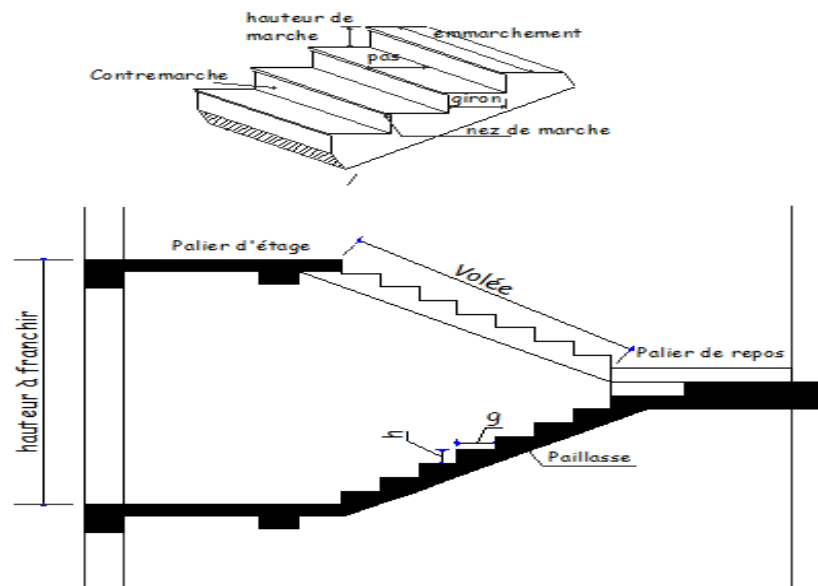


Fig I.2 : Caractéristiques d'un escalier droit.

f- Cage de secours

Le bâtiment comporte aussi une cage de secours réalisée en voiles et coulée sur place.

g- Porte à faux

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher fait en dalle pleine ou en Corps creux.

h- Maçonnerie

On a deux types :

Les murs extérieurs (Les façades): seront en double cloison en brique de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

Murs de séparations intérieurs : seront réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm.

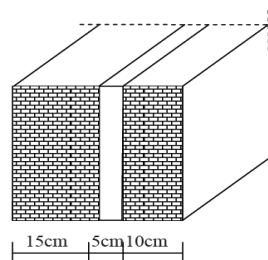


Fig I.3 : Mur en double cloisons

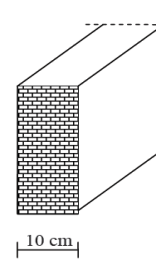


Fig I.4: Mur en simple cloison.

i- Les revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers et les balcons.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

j- L'acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseurs.

k -Terrasse

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

l-Système de coffrage

On utilisera :

- un coffrage traditionnel en bois pour les portiques .
- un coffrage métallique pour les voiles, Pour faire limiter le temps d'exécution.

I-3-2 L'infrastructure

C'est la partie de la construction située au-dessous du sol.

m- Les fondations

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec le sol.

- Le choix du type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4-La réglementation utilisée

L'étude de notre ouvrage sera menée suivant les règles :

- Règlement Parasismique Algériennes «RPA99/Version2003»
- techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites) «B.A.E.L.91/Modifiée. 99»
- Documents Technique Réglementaires «D.T.R-B.C.2.2» : charges permanentes et surcharges d'exploitations.

I-5-Caractéristique mécanique des matériaux

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le Béton + Acier, qui doivent reprendre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I-5-1- Le Béton

Le béton est le produit industriel le plus utilisé dans le monde à l'heure actuelle. Fabriqué et mis en phase liquide, composé d'un mélange de granulats (sable, gravier) éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...) liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression, et d'eau de gâchage.

a-ciment

Le ciment utilisé est le ciment portland composé de classe 42,5(CPJ-CEM II/A 42,5), c'est le liant le plus couramment utilisé. Il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

b-granulats

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 < D_s \leq 5$) mm.
- Gravier de dimension ($5 < D_g \leq 25$) mm.

c-Eau de gâchage

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

1-Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur 32cm. Elle est notée par « f_{c28} ».

Dans notre cas, on fixe $f_{c28} = 25$ MPa

-La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée et calculée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(0.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa,} \\ f_{cj} = \frac{j}{(0.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11})$$

Pour $j > 28$ jours

$$f_{cj} = f_{c28}$$

2-Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,12})$$

- dans lequel le f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm^2)

- Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$.

3-contrainte limites du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

Contrainte limite à la compression

* A l'Etat limite ultime [ELU] (BAEL91/A4.3, 41)

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement)
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture)
- Stabilité de forme (pas de flambement)
- états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures. Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (BAEL91/A4.3, 41) :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ [MPa]}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application de l'action considérée

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

- Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

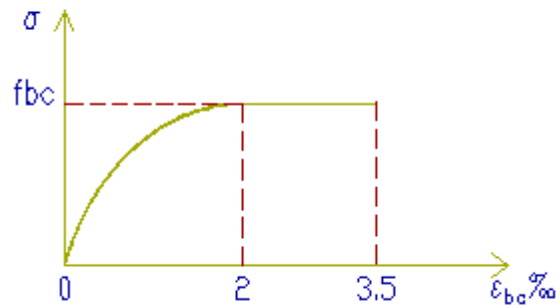


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

***A l'Etat limite de service [ELS] (BAEL91/A.4.5,2)**

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, On distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation (instantanée).

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ [Mpa]}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte limite de service en compression.

A j= 28 jour : $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

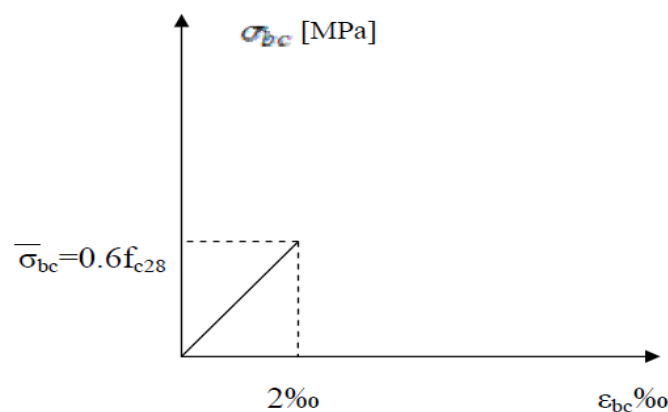


Fig I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

***Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1,21]**

$$\tau_u^- = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. N.P}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

4-Module d'élasticité longitudinale

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

▪ **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21]**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ \longrightarrow $E_{i28} = 32164.20 \text{ [MPa]}$.

***Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/A2.1, 22]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage)

Nous prendrons un module égal :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$ \longrightarrow $E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$.

5-Module d'élasticité transversale [BAEL91/A.2.1,3]

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu=0.2 \longrightarrow \text{A l'ELU,} \\ \nu=0 \longrightarrow \text{A l'ELS.} \end{cases}$

6-Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3]

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

I-5-2-l'aciers

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction aux quelles le béton résiste mal. Ils se distinguent par leurs nuance et leurs états de surface (R.L, H.A).

-les aciers à haute adhérence (HA) : Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités de 400 MPa et 500 MPa.

*Les ronds lisses (RL) : FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités de 215 MPa et 235 MPa.

-Treillis soudé (TS) : Ce sont des Grillages à mailles carrées de (150.150) mm ou (200.200) mm dont les barres sont de Φ 5mm, Φ 6mm de limite élastique FeTE500, ils sont utilisés pour le ferrailage des dalles minces.

Dans notre ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa
- Treillis soudés [TL 520]..... fe = 520 MPa

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
f_e = 400 MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452,1 \text{ Mpa}$
f_e = 520 MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ Mpa}$

1-Module de déformation longitudinale

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

2-Contraintes limites

2-1-A L'état limite ultime(ELU) [BAEL91/A.2.1,3]

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

Avec :

- $\gamma_s = 1,15$ situation courante
- $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

2-2-A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3]

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• Fissuration peu préjudiciable [BAEL91/A.4.5,32]

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable dans le cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

▪ Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33]

Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. D'où la contrainte dans l'acier est limitée :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34]**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments sont, exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

η est le coefficient de fissuration:

$\eta = 1$ pour les RL,

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6\text{mm}$)

$\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6\text{mm}$).

2-3-Diagramme de contrainte déformation de l'acier

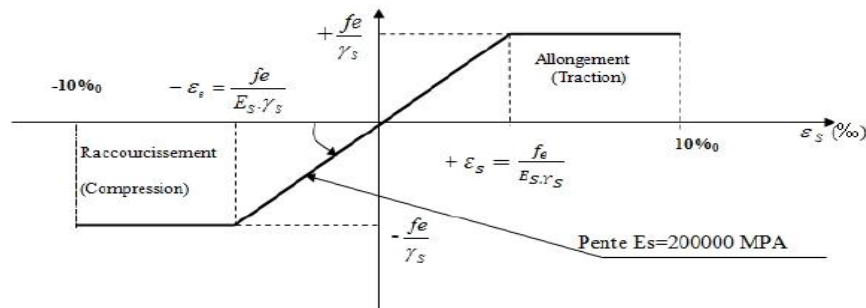


Fig I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

3- Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.]

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, Pour cela, on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/version2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », « **CBA 93** » ainsi que le « **DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II-1- pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Par Ailleurs, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La structure comporte deux sortes de planchers qui sont :

* Plancher en corps creux.

* Dalle pleine.

a) Plancher en corps creux

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. La hauteur d'un plancher doit être déterminée de manière à éviter la flèche défavorable.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

(Art B.6.8.424 BAEL 91)

Avec :

L max : porté entre nu de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

L max = 470 – 30 = 440 cm

Ht = 19.55 cm.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIb.

On optera pour plancher de (16+4) = 20 cm

- Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm

Conclusion :

Donc on adoptera un plancher de 20[cm] composé d'un hourdis de 16[cm] et une dalle de compression d'épaisseur (4cm).

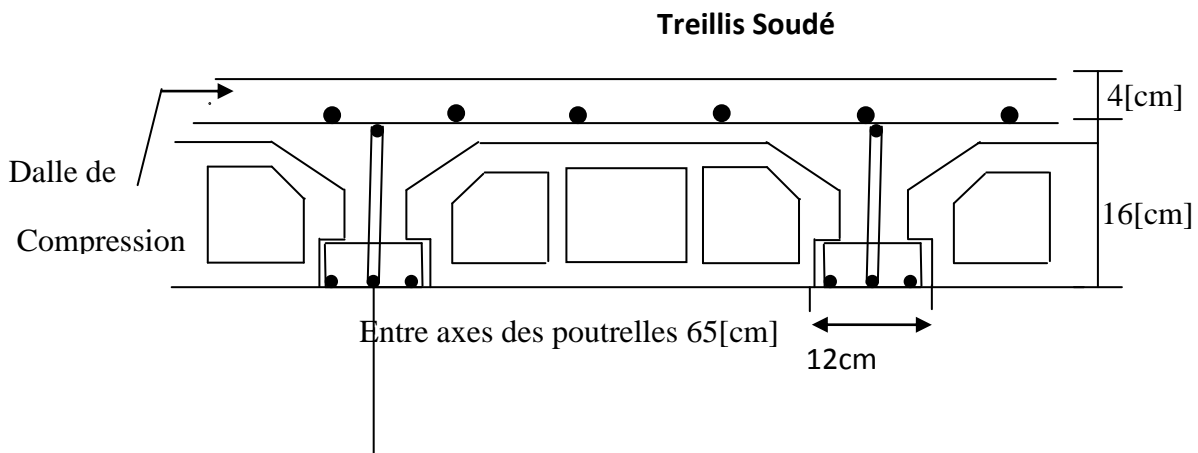


Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

Vérification de la sécurité contre l'incendie

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- Pour 1 heure de coupe-feu. $e \geq 7$ cm.
- Pour 2 heures de coupe-feu. $e \geq 11$ cm.
- Pour quatre heures de coup de feu. $e \geq 17$ cm.

On a $ht=20$ cm donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

b) Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

a) Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0/10$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 100\text{cm}$$

$$e \geq 100/10 = 10\text{cm}$$

On adoptera $e = 15$ cm.

b) Résistance au feu

$e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

c) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \quad L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm} \text{ Nous prenons : } h_0 = 15 \text{ cm}$$

II-2- pré dimensionnement des POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et Surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.

D'après les prospections préconisées par le RPA99 (version 2003) les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.2 du RPA exige les conditions telles que :

Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$

Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$

$h/b \leq 4$

R.P.A99 révisé en 2003 ($30 * 30$) cm^2 (Zone IIb).

A- Poutres principales

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

*Calcul de la hauteur :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad \text{Avec } L=490-30=460\text{cm} \quad 460/15 \leq h \leq 460/10 \quad 30.66 \leq h \leq 46$$

Soit : $h=35\text{cm}$

*calcul de la largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad 16 \leq b \leq 28$

soit : $b=25\text{cm}$.

b. Poutres secondaires

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

*Calcul de la hauteur :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad \text{Avec } L=470 - 30=440\text{cm} \quad 440/15 \leq h \leq 440/10 \quad 29.33 \leq h \leq 44$$

Soit : $h=30\text{cm}$

*calcul de la largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad 14 \leq b \leq 24.5 \quad \text{soit : } b = 25\text{cm}.$$

Conclusion:

A la fin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivantes :

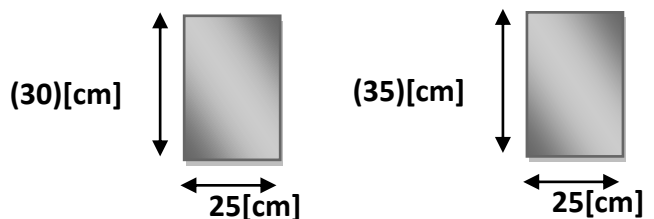
Poutres principales : $h= 35 \text{ cm}$; $b = 25\text{cm}$.

Poutres secondaires : $h=30\text{cm}$; $b = 25\text{cm}$.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	Vérifiée

Sens transversal:(poutres principales pp)

$$(25 \times 35) [\text{cm}^2]$$



Sens longitudinal : (poutre secondaires PS) :

$$(25 \times 30) [\text{cm}^2]$$

II-3- pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le RPA version 2003, les voiles doivent avoir une épaisseur minimale de 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidités aux extrémités comme l'indique la figure ci-dessous.

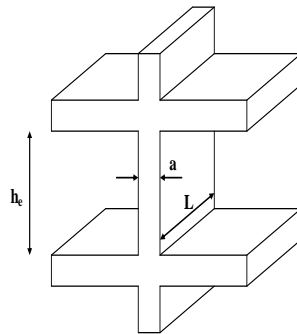


Fig II-2: coupe de voile en élévation.

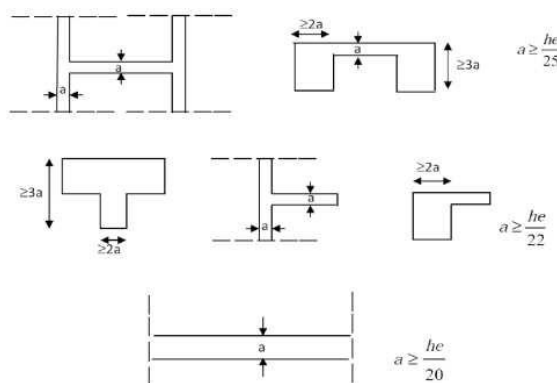


Fig II.3: Coupe des voiles en plan.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm ($e_{\min}=15\text{cm}$).

$$e = \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) = h_e/20.$$

$$h_e = h - e_p$$

tel que :

h : hauteur d'étage e_p : épaisseur du plancher.

Dans notre cas on a :

$$\text{RDC : } h_e = 340 - 20 = 320\text{cm}$$

$$e = h_e/20 = 320/20 = 16\text{cm} \quad \text{Étage:}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$e = h_e/20 = 286/20 = 14,3\text{cm}$$

Conclusion : On adoptera $e=20\text{cm}$ pour tous les voiles de la structure

***Vérification des exigences du RPA**

1- pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur .RPA99 version 2003(Art 7.7.1).

$L_{\min} \geq 4 e$ L_{\min} : portée minimale des voiles.

Dans notre cas : $L_{\min} = 3.06m \geq 4 \times 0.20=0.8m \Rightarrow$ condition vérifiée.

2- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20cm \geq e_{\min} = 15cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

II-4) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$N_s = G + Q$.

N_s : effort normal de compression.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$.

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par la règle BAEL91.

Le RPA nous impose pour la zone (IIb) que les dimensions transversales des poteaux

Doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{cm}$.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.

- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Remarque

La section minimale exigée par le R.P.A99 révisé en 2003 pour un poteau en zone **IIb** est de (30×30).

II.4.1 Détermination des charges et surcharge

- Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q , nous allons nous référer au document technique réglementaire DTR.

II-4-1-1-Charges permanentes

II-4-1-1-A) Les planchers

A-1) plancher terrasse inaccessible

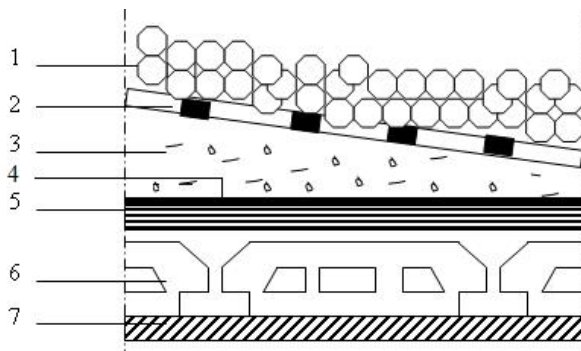


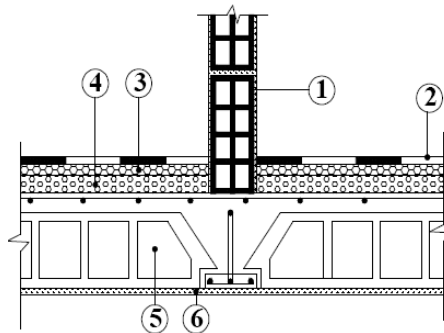
Fig II.4 : Coupe du plancher terrasse inaccessible.

	Eléments	Epaisseur(cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	5	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	2	06	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	-	0.01
5	Isolation thermique en liège	5	04	0.20
6	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
7	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.92

Tableau II-1 : caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

A-2) plancher d'étage courant (corps creux)

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	10	10	1.00
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.25

Tableau II-2 : caractéristiques des éléments du plancher étage courant**Fig II.5 :** coupe du plancher d'étage courant.**A-3) plancher dalle pleine (porte à faux):**

N°	désignation	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	20,00	0,40
3	Couche de sable	3	18,00	0,54
4	Dalle en béton armé	15	25,00	4,00
				$G_b = 5,38$

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.

II-4-1-1-B) Maçonnerie :

B-1) Murs extérieures :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	0.00	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale G_t				2.36

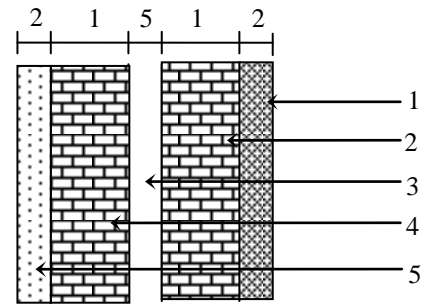


fig II.6 Coupe d'un mur

Tableau II-4 : Caractéristiques des éléments d'un mur extérieur.

B-2) Murs INTERIEURE :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	ρ (kan/m3)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale G_t				1.30

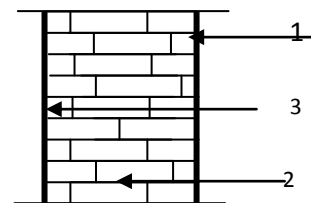


fig II.7 Coupe d'un mur

Tableau II-5 : Caractéristiques des éléments d'un mur intérieur.

II-4-1-2- Charges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTRB.C.2.2 comme suit

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher RDC +4 étage	2,5
Porte à faux	2,5
escalier	2,5
Acrotère	1

II-4-2- Descente de charge

Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

a) Surface d'influence

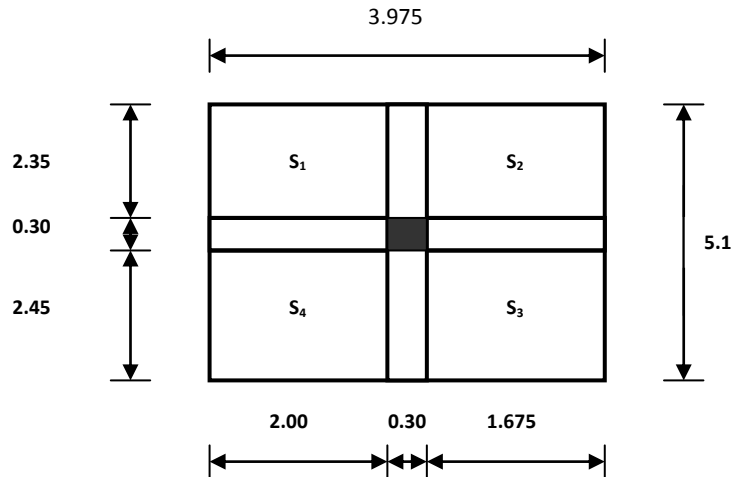


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.00 \times 2.35 = 4.7 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.675 \times 2.35 = 3.93 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.675 \times 2.45 = 4.10 \text{ m}^2 \quad S_4 = 2.00 \times 2.45 = 4.9 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 4.7 + 3.93 + 4.10 + 4.9 = 17.63 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = (3.975 \times 5.1) = 20.27 \text{ m}^2$$

b) Poids propre des éléments

1. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$.

- Plancher terrasse : $P = 5.92 \times 17.63 = 104.36 \text{ KN}$.

- Plancher étage : $P = 5.25 \times 17.63 = 92.55 \text{ KN}$.

2. Poids propre revenant à chaque poutre :

- Poutres principales : $P = (0.25 \times 0.35) \times 25 \times (2.35 + 2.45) = 10.5 \text{ KN}$.

- Poutres secondaires : $P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times (2.00 + 1.675) = 6.89 \text{ KN}$.

- D'où le poids total des poutres est :

$$P_{total} = 10.5 + 6.89 = 17.39 \text{ KN}$$

3. Poids propre des poteaux :

Notre bâtiment à deux différentes hauteurs de poteaux :

Poteaux étage courant :

$$G_{pot} = S_{pot} \times H \times \rho$$

$$G_{pot} = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ [KN]}$$

$$G_{pot} = 6.89 \text{ [KN]}$$

Poteaux de RDC :

$$G_{pot} = S_{pot} \times H \times \rho$$

$$G_{pot} = 0.30 \times 0.30 \times 3.40 \times 25 = 7.65 \text{ [KN]}$$

$$G_{pot} = 7.65 \text{ [KN]}$$

Avec :

S_{pot}: Section horizontale du poteau

ρ: Poids volumique du béton

H : Hauteur du poteau.

c) surcharge d'exploitation

étage courant : $Q \times S = 2.5 \times 17.63 = 44.075 \text{ KN}$

Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1 \times 17.63 = 17.63 \text{ KN}$

II-4-3-Dégression verticale des surcharges d'exploitation

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $\sum Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Elle est donc définie comme suit :

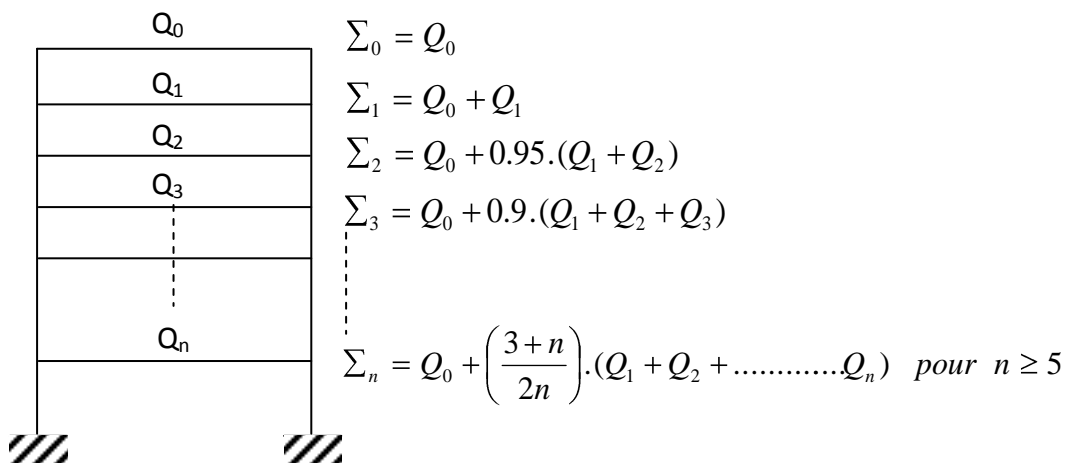


Figure II.9: Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour les niveaux $n \geq 5$.

Il est donné par le tableau suivant :

Niveaux	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85

Les surcharges cumulées Q_c

	La loi de dégression	La charge [kN]
04	Q_0	17.63
03	$Q_0+Q_1=17.63+44.075$	61.705
02	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=17.63+0.95(61.705 \times 2)$	134.86
01	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=17.63+0.90(44.075 \times 3)$	136.63
RDC	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=17.63+0.85(44.075 \times 4)$	167.49

II-4-4- Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée (cm ²)	Section adoptée
4	104.36	17.39	6.89	129.78	129.78	17.63	17.63	147.41	98.27	35×35
3	92.55	17.39	6.89	117.97	249.75	44.075	61.705	311.455	207.63	35×35
2	92.55	17.39	6.89	117.97	365.72	44.075	105.78	471.5	314.33	35×35
1	92.55	17.39	6.89	117.97	483.69	44.075	149.86	633.55	422.36	40×40
RDC	92.55	17.39	7.65	118.73	602.42	44.075	193.93	796.35	530.9	40×40

II 4-5 : Vérification de la section selon RPA (Art 7 -4-1)

Poteaux (b x h)	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
40x40 cm	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 30cm	Min (b ₁ , h ₁) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20 = 340/20=17 h _e /20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤ 4	b ₁ /h ₁ = 1	Condition vérifiée
35x35 cm	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 30cm	Min (b ₁ , h ₁) = 35cm	Condition vérifiée
	Min (b ₁ , h ₁) ≥ h _e /20	h _e /20 = 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b ₁ /h ₁ ≤ 4	b ₁ /h ₁ = 1	Condition vérifiée

II-4-6) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ l'élancement des poteaux, il faut vérifier que : $\lambda \leq 50$

Avec :

$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ → Rayon de giration,

S : section transversale du poteau (bxh)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)

(l_f = 0.7 l₀)

l₀ : Longueur libre de poteau

I : Moment d'inertie du poteau : I = bh³/12

S : section transversale du poteau.

ETAGE	Poteau	L_0 (m)	$L_f=0.7L_0$ (m)	λ	Observation
2→ 4	35×35	3.06	2.142	7.42	OK
1	40×40	3.06	2.142	18.55	OK
RDC	40×40	3.40	2.38	20.61	OK

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $ht = 20\text{cm} = (16+4)$ cm.
- L'épaisseur de la dalle pleine = 15 cm
- Section de poutre principale (25×35) cm²
- Section de poutre secondaire (25×30) cm²
- Section des poteaux : - Pour RDC et 1 er : (40×40) cm²
- Pour 2eme et 3eme et 4eme étage : (35×35) cm²
- Epaisseur des voiles : $e = 20$ cm.

Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectué le pré dimensionnement des éléments nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments non structuraux secondaires du bâtiment, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 (modifié 99) et le RPA 2003.

III-1 Calcul de l'acrotère

III-1-1 Définition et rôle de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé contournant le bâtiment, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de la pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

-L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle a une section trapézoïdale dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 60cm de hauteur, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q=1$ [kN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement (section dangereuse).

-L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée à L'ELU et L'ELS.

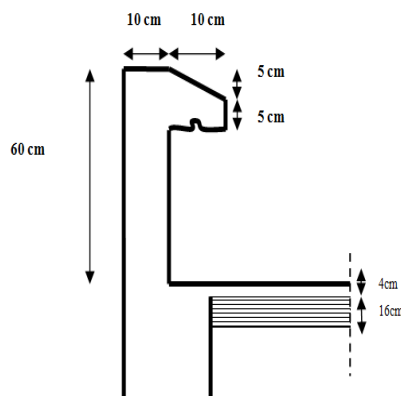


Fig III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-2 Calcul à l'ELU :

a) Évaluation des sollicitations:

Effort normal dû au poids propre:

$$G = S \times \rho = [(0.6 \cdot 0.1) + (0.1 \cdot 0.1) - (0.1 \cdot 0.03)/2] \times 25 = 1.712 \text{ kN/ml}$$

ρ : masse volumique de béton. (25 kN/m^3)

S : section transversale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

Q : effort horizontal dû à la main courante. $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

- L'effort normal :

$$N = G \times 1m = 1,712 \times 1m = 1,712 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant :

$$T = Q \times 1m = 1 \times 1m = 1 \text{ kN}$$

- Le moment fléchissant du a la charge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0.6m = 0,6 \text{ kN.m avec : } H = 0.6 \text{ m}$$

b. Schéma statique

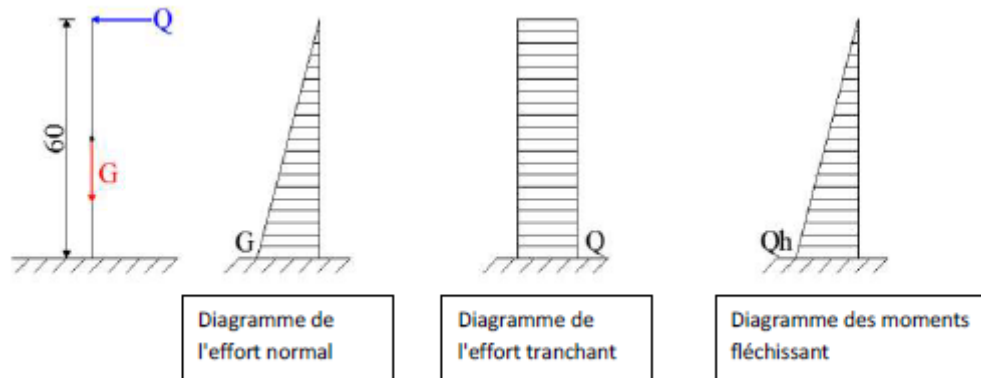


Fig III-2 : Diagrammes des efforts internes.

c) Combinaison des charges

A L'ELU: La combinaison est : **1.35G + 1.5Q**

$$-N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.712 = 2.311 \text{ kN}$$

$$-M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$-T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

-A L'ELS: La combinaison est : **G + Q**

$$-N_S = N = 1.712 \text{ kN}$$

$$-M_S = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$-T_S = T = 1 \text{ kN}$$

d) Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée à L'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u puis faire la vérification à L'ELS.

b : Largeur de la section : 100cm

h : Epaisseur de la section : 10cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d = h - c = 7cm : Hauteur utile

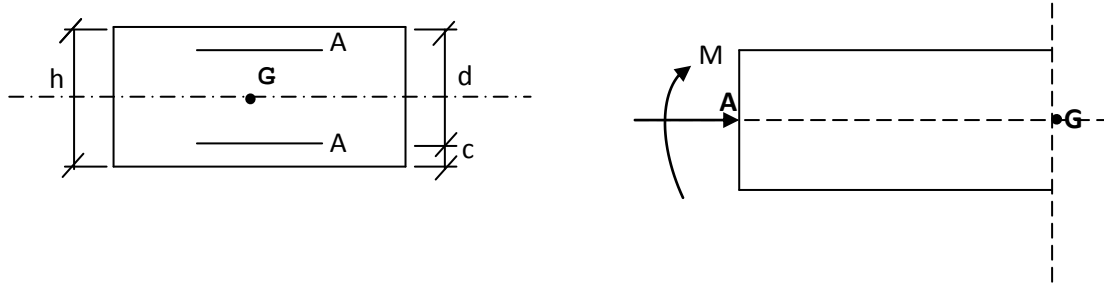
Mf : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

h = 10cm; b = 100cm ; d = 7cm ; c = 3cm

➤ Calcul des armatures à l'ELU

1. Calcul de l'excentricité



$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

M_u : moment dû à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité

C_p : centre de pression.

C : l'enrobage 3cm.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.311} \approx 0,39m \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,03\right) = 0,02m$$

⇒ le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée(SPC).

Donc

Elle sera calculée en **flexion simple** sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on déduira la section d'armatures réelles « A_s » en **flexion composée**.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

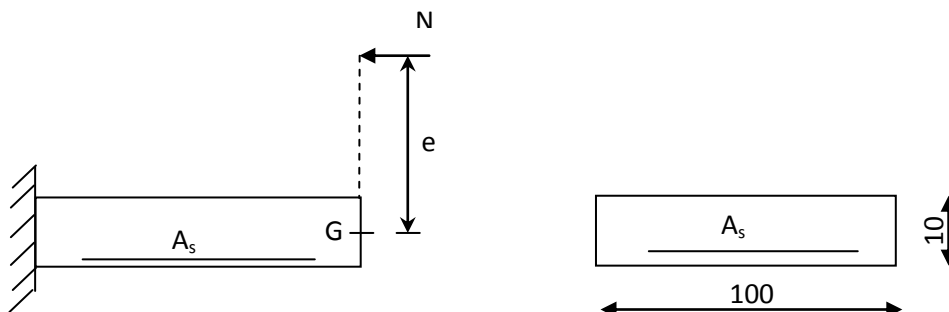


Figure III.3 : Section transversale de l'acrotère.

2. calcul en flexion simple

Moment fictif

$$M_f = N_u \times g = N_u [e_u + h/2 - c]$$

$$M_f = 2.311 [0.39 + 0.1/2 - 0.03] = \mathbf{0.948 kN.m}$$

Moment réduit

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.948 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée **SSA** les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
Asc=0À partir des abaques on tire la valeur de β correspondante,

$$\mu_u = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

Les armatures fictives (en flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.948 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,391 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

3. calcul en flexion composée

σ

Les armatures réelles

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.391 - \frac{2.311 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

e) Vérification à l'ELU

1. condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,455 \cdot 7}{35 - 0,185 \cdot 7}$$

$$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 35 \text{ cm} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A_s = 0,32 \text{ cm}^2$$

la condition n'est pas vérifiée

Armatures principales

Donc, on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Vérification au cisaillement (BAEL91 art 5.1.1)

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La fissuration étant préjudiciable,

donc :
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MP}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ tel que :}$$

V_u : effort tranchant max à l'ELU.

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

Avec: $V_u = 1,5 \text{ kN}$

$$U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 8 \times 3,14 = 100,05 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,236 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,236 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{CV}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91.1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm} \quad L_s = 35 \text{ cm}$$

4) Vérification des espacements des barres (Art A.4.5.33/BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est préjudiciable :

Armatures principales : $St = 25\text{cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ **CV**

Armatures de répartition: $St = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ **CV**

f) Vérification des contraintes à L'ELS

Il faut vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1. Vérification des contraintes dans l'acier

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29. \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta_1 = 0.916 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad K_1 = 44.17$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.914 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.55 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

2. Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa} \quad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{44.17} = 0.0226$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.0226 (46.55) = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Conclusion : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

g) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIb, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6.1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8** (élément console)

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1,712kN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{ kN} < Q = 1 \text{ kN/ml}$ (Condition vérifiée)

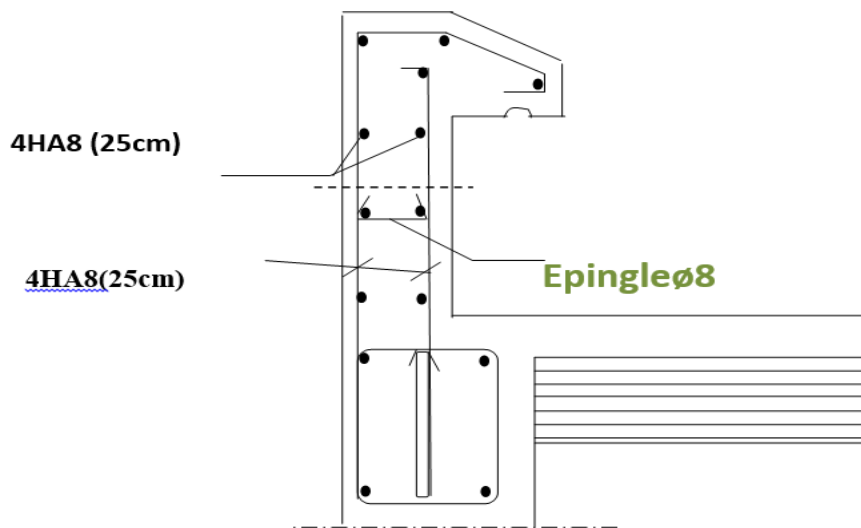


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

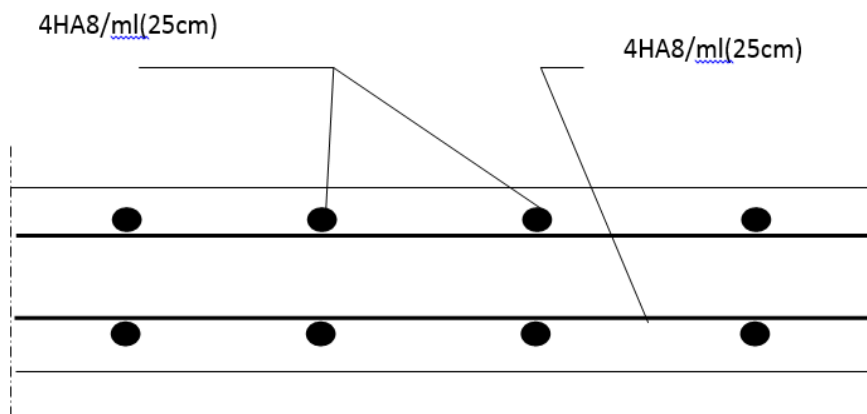


Figure III.5 : Coupe horizontale de l'acrotère (A-A).

III.2 planchers en corps creux

Ils sont constitués :

De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.

De Corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.

D'une dalle de compression en béton armé.

III-2-1) : Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle a 4cm d'épaisseurs, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL91/B.6.8,423).

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad L: \text{Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé. ($f_e = 520$ MPa). $A_{\perp} \geq (4 \times 65) / 520 = 0.5 \text{ cm}^2$

Nous adoptons : $6\Phi 6$ /ml, $A = 1.7 \text{ cm}^2$, $St = 15\text{cm}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq A_{\perp} / 2$$

$$A_{\parallel} = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : $6\Phi 6$ /ml, $A = 1.7 \text{ cm}^2$, $St = 15\text{cm}$.

Conclusion

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

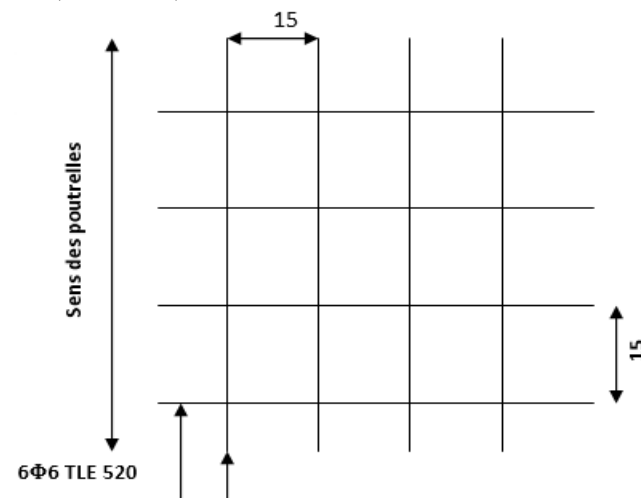


Fig III.1: Treillis soudé TLE 520.

III-2-2 : Poutrelles

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux (16 cm) : $0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$

- Surcharge due à l'ouvrier = 1 kN/ml.

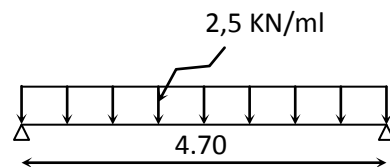
Charges et surcharges

$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

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

Combinaison des charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

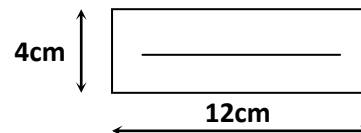


Le moment en travée

$$M_u = q_u \times l^2 / 8 = 2.5 \times 4.7^2 / 8 = 6.90 \text{ KN.m}$$

l'effort tranchant

$$V_u = q_u \times l / 2 = 2.5 \times 4.7 / 2 = 5.88 \text{ KN/ml}$$



Calcul de la section d'armature

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.90 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14.2} = 10.12 > 0.392$$

$\mu > \mu_1 \Rightarrow \text{S.D.A}$

Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Calcul après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encadrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

b1-Dimensions de la poutrelle (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_1}{10}, 8h_0, \frac{L}{2} \right)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 -12), (L = 53 cm)

L1 : longueur de la plus grande travée. (L1 = 470cm)

b₀ : largeur de la nervure. (b₀ = 12 cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 4cm).

$$b_1 \leq \min (47 ; 32; 26.5) \text{ cm} \quad \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm.} \quad b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

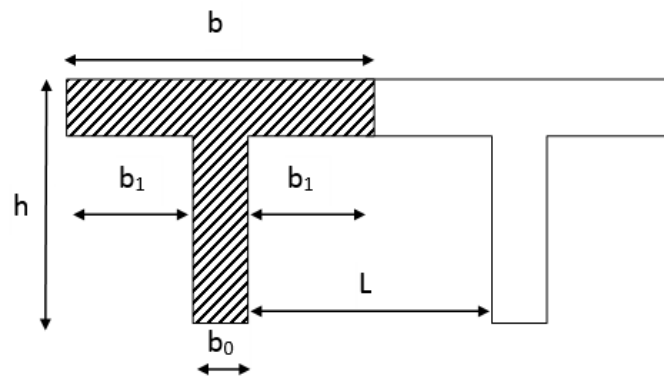


Fig III.2 : Construction de la section en Té

b2) Calcul des efforts internes**Poids du plancher**Plancher terrasse

Charges permanentes:

$$G = 5,92 \times 0,65 = 3,848 \text{ KN/ml}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant et RDC (à usage d'habitation)

Charges permanentes: $G = 5,25 \times 0,65 = 3,412 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

Combinaison de chargesPlancher terrasse

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,848) + (1,5 \times 0,65) = 6,169 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3,848 + 0,65 = 4,498 \text{ KN/ml}$$

Plancher étage courant et RDC (à usage d'habitation)

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,412) + (1,5 \times 1,625) = 7,043 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q = 3,412 + 1,625 = 5,037 \text{ KN/ml}$$

Remarque

Le calcul se fera pour le plancher à étage courant (à usage d'habitation), avec une surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b3) Méthode de calcul

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1-La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{KN/m}^2 \}$$

$$Q = 2,5 \text{KN/m}^2 < 2G = 10,5 \text{KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les Travées

$$\Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

On à:

$$0,8 \leq \frac{400}{335} = 1,19 \leq 1,25 \quad \text{CV}$$

$$0,8 \leq \frac{335}{342} = 0,97 \leq 1,25 \quad \text{CV}$$

$$0,8 \leq \frac{342}{350} = 0,97 \leq 1,25 \quad \text{CV}$$

$$0,8 \leq \frac{350}{240} = 1,45 \leq 1,25 \quad \text{CNV}$$

$$0,8 \leq \frac{240}{470} = 0,51 \leq 1,25 \quad \text{CNV}$$

$$0,8 \leq \frac{470}{450} = 1,04 \leq 1,25 \quad \text{CV}$$

$$\Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \Longrightarrow Condition vérifiée

Compte tenu de non satisfaction de l'hypothèse 3, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable Pour cela on doit appliquer une méthode exacte la méthode des trois moments.

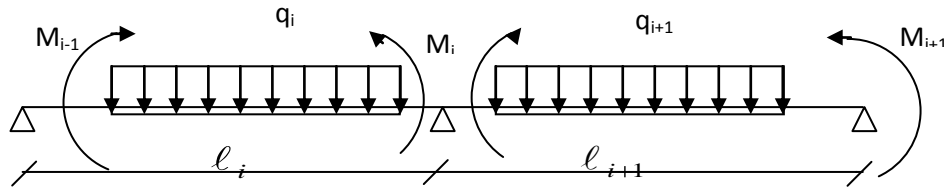
Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc on fait appel à la méthode des trois moments

Rappel sur la méthode des trois moments**Exposé de la méthode :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur $L=0$

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis



Moments aux appuis

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

Moments en travée

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Remarque

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

Calcul des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$V_x = q\frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

Application de la méthode

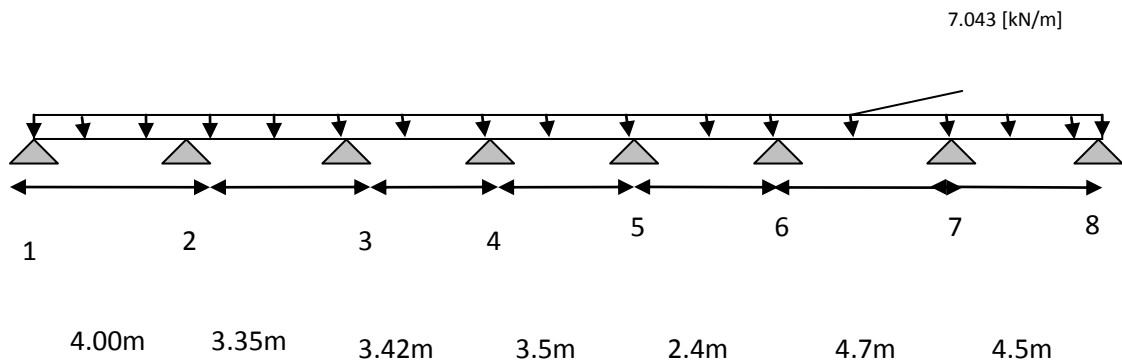


Fig III-3 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 08 appuis

III-2-3 Calcul d'efforts à l'ELU

calcul des moments fléchissant

1-moment aux appuis

appuis	$L_i(m)$	$L_{i+1}(m)$	$q_i=q_{i+1}(KN)$	$M_{i-1}.L_i+2M_i(L_i+L_{i+1})+M_{i+1}.L_{i+1}=-\frac{q_i.l_i^3+q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4}$	$M_i(KN.m)$
1	0	4.00	7.043	$8M_1+4M_2=-113$	-9.3
2	4.00	3.35	7.043	$4M_1+14.7M_2+3.35M_3=-179$	-9.6
3	3.35	3.42	7.043	$3.35M_2+13.54M_3+3.42M_4=-137$	-5.4
4	3.42	3.50	7.043	$3.42M_3+13.84M_4+3.5M_5=-146$	-9.2
5	3.50	2.40	7.043	$3.5M_4+11.8M_5+2.4M_6=-100$	-4
6	2.40	4.70	7.043	$2.4M_5+14.2M_6+4.7M_7=-207$	-9.5
7	4.70	4.50	7.043	$4.7M_6+18.4M_7+4.5M_8=-343$	-13.3
8	4.50	0	7.043	$4.5M_7+9M_8=-161$	-11

Remarque

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante:

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis, et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M1 = -9.3 - 1/3(-9.3) = -6.2 \text{ KN.m}$$

$$M2 = -9.6 - 1/3(-9.6) = -6.4 \text{ KN.m}$$

$$M3 = -5.4 - 1/3(-5.4) = -3.6 \text{ KN.m}$$

$$M4 = -9.2 - 1/3(-9.2) = -6.1 \text{ KN.m}$$

$$M5 = -4 - 1/3(-4) = -2.6 \text{ KN.m}$$

$$M6 = -9.5 - 1/3(-9.5) = -6.3 \text{ KN.m}$$

$$M7 = -13.3 - 1/3(-13.3) = -8.8 \text{ KN.m}$$

$$M8 = -11 - 1/3(-11) = -7.3 \text{ KN.m}$$

2-Moment aux travées

Travée	$q_i = q_{i+1}$ (kN)	L_i (m)	M_i (kN.m)	M_{i+1}	X(m)	M_{tmax} (kN.m)
1-2	7.043	4.00	-6.2	-6.4	2	7.7
2-3	7.043	3.35	-6.4	-3.6	1.79	4.9
3-4	7.043	3.42	-3.6	-6.1	1.60	5.5
4-5	7.043	3.50	-6.1	-2.6	1.89	6.5
5-6	7.043	2.40	-2.6	-6.3	0.98	0.8
6-7	7.043	4.70	-6.3	-8.8	2.27	12
7-8	7.043	4.50	-8.8	-7.3	2.29	9.8

Calcul des efforts tranchants

travée	L_i (m)	(kN/ml) $q_i = q_{i+1}$	M_i (kN.M)	(kN.M) M_{i+1}	$V(x)$ (kN)	
					x=0	X=l
1-2	4.00	7.043	-6.2	-6.4	14	-14.1
2-3	3.35	7.043	-6.4	-3.6	12.6	-10.9
3-4	3.42	7.043	-3.6	-6.1	11.3	-12.7
4-5	3.50	7.043	-6.1	-2.6	13.3	-11.3
5-6	2.40	7.043	-2.6	-6.3	7	-10
6-7	4.70	7.043	-6.3	-8.8	16	-17.1
7-8	4.50	7.043	-8.8	-7.3	16.1	-15.5

Les Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

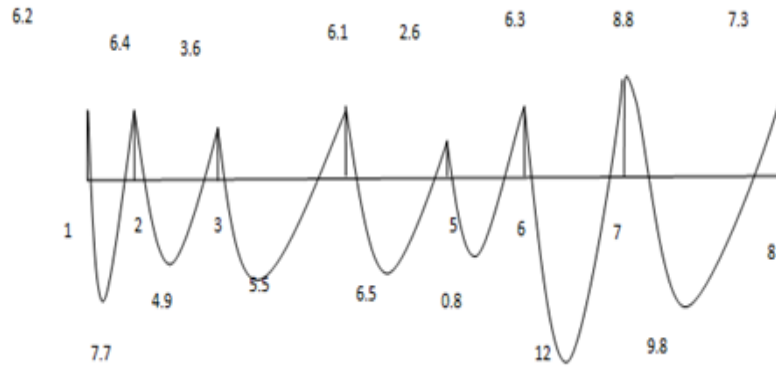


fig III-4 : diagramme des moments fléchissant (KN.m) ELU

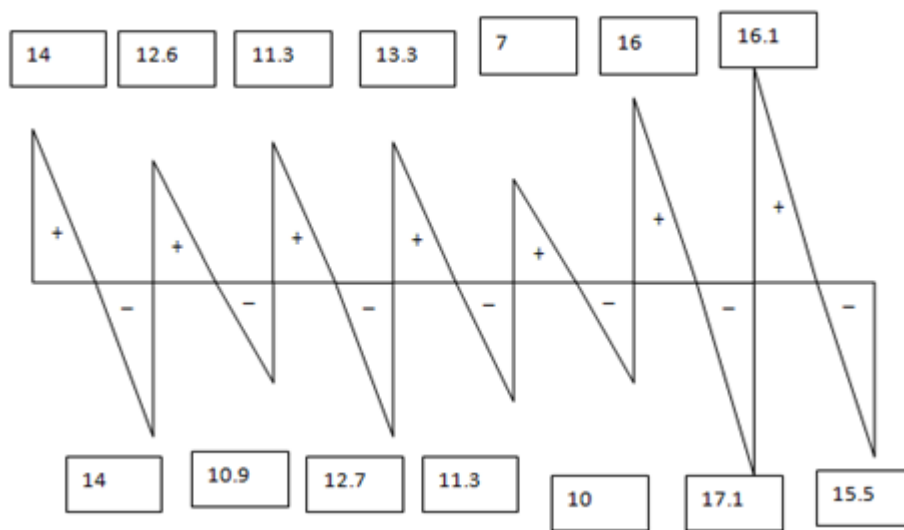


fig III-5 : Diagramme des efforts tranchants(KN) à l'ELU

III-2-4 Ferrailage des poutrelles à l'ELU

a) Armatures longitudinales

● Armatures en travées

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té**.

Caractéristiques géométriques de la section de calcul

$b = 65$ cm (largeur de la table de compression)

$h = 20$ cm (hauteur totale de plancher)

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

$c = 2$ cm (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18$ cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée)

Les moments max en travées : $M_{tmax} = 11.91$ [KN.m]

Le moment équilibré par la dalle de compression :

$$M = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M = 59.07 \text{ KNm}$$

$M_{max}^t \leq M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Conclusion :

La section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de (65×20) cm².

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.91 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0.039 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée **SSA** donc $A_s = 0$

$$\mu_b = 0.039 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.91 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Remarque

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

soit : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

● Armatures Aux appuis

Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 8.8$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.8 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,029 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée **SSA**

$$\mu_b = 0.029 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.8 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A^a = 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL91 modifié 99/Art : A.7.2.2). θ_ℓ^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right\} = \min(0.57; 1.2; 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_s = 2\text{HA8} = 1 \text{ cm}^2$
les armatures transversales seront réalisées par des étriers de Ø8

Espacement des armatures transversales (Art:A.5-22.BAEL91)

$$St \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = St \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier : $\frac{A_{st} \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPA}$

$$\frac{1 \times 400}{30 \times 15} = 0.8 \text{ MPA} > 0.4 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

condition de non fragilité (BAEL 91,A 4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,246 \text{ cm}^2$$

$$\text{en travée: } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$\text{aux appuis : } A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

● vérification au cisaillement

Fissuration non préjudiciable, on doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17.10 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,792 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,792 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{CV}$$

● Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art.A.6.1)

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$ ($\Psi_s = 1.5 \rightarrow$ hautes adhérences).

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $V_u = 17.10 \text{ KN}$

$$U_i = n \times \Phi \times \pi = 3 \times 12 \times 3.14 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\text{en travée } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{17.10.10^3}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit (Art A.6.1 ,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression puisse être reprise.

On doit vérifier que :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{D'où : Pour } \phi = 1.2 \text{ cm } L_s = 35.27 \times 1.20 = 42.324 \text{ cm}$$

on prend : $L_s = 45 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :

$$l_c = 0.4 \times l_s \text{ (art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

Nous adaptions pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/Art5.1.313)**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec: $a \leq 0,9d$.

➤ **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 16.18 \text{KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129.6 \text{KN}. \quad \text{CV}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 17.10 \text{KN} < 129,6 \text{KN}. \quad \text{CV}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL 91 A5.1.321)**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{\max}^a}{0,9d} \right)$$

➤ **Appui intermédiaire:**

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \cdot 10^{-1}} \left(17.10 - \frac{11.91}{0,9 \times 0.18} \right) = -1.62 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$A = 3.39 \text{cm}^2 > -1.62$$

➤ **Appuis de rive:**

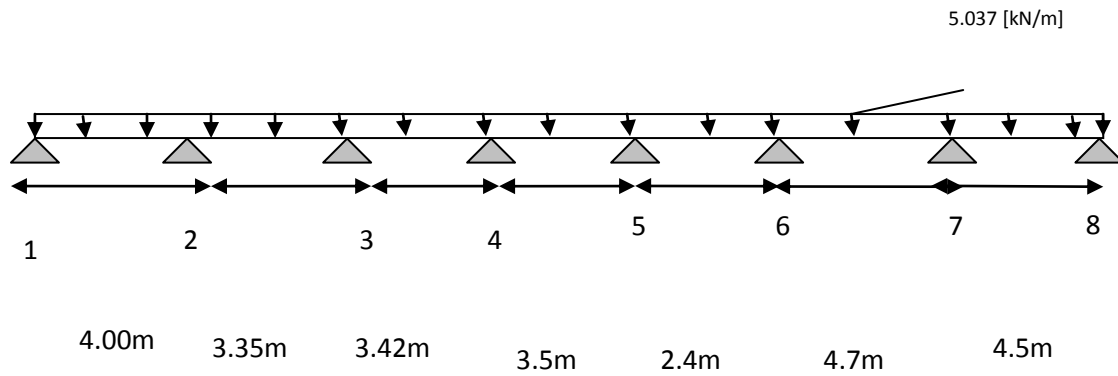
$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \cdot 10^{-1}} \left(16.18 - \frac{8.8}{0,9 \times 0.18} \right) = -1.09 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$A = 1.57 \text{cm}^2 > -1.09 \text{cm}^2$$

III-2-6 Calcul à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.037}{7.043} = 0.71$$



FigIII-6: Schéma statique de la poutre continue reposant sur 08 appuis

III-2-7 Calcul des moments fléchissant

1-moment aux appuis

appuis	Li(m)	Li+1(m)	qi=qi+1(KN)	$M_{i-1}.L_i+2M_i(L_i+L_{i+1})+M_{i+1}.L_{i+1}=-\frac{q_i.L_i^3+q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}$	Mi(KN.m)
1	0	4.00	5.037	$8M_1+4M_2=-80.23$	-6.6
2	4.00	3.35	5.037	$4M_1+14.7M_2+3.35M_3=-127.09$	-6.8
3	3.35	3.42	5.037	$3.35M_2+13.54M_3+3.42M_4=-97.27$	-3.8
4	3.42	3.50	5.037	$3.42M_3+13.84M_4+3.5M_5=-104$	-6.5
5	3.50	2.40	5.037	$3.5M_4+11.8M_5+2.4M_6=-71$	-2.8
6	2.40	4.70	5.037	$2.4M_5+14.2M_6+4.7M_7=-147$	-6.7
7	4.70	4.50	5.037	$4.7M_6+18.4M_7+4.5M_8=-244$	-9.4
8	4.50	0	5.037	$4.5M_7+9M_8=-114.31$	-7.8

Remarque

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendue, nous allons effectuer la correction suivante:

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis, et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M1 = -6.6 - 1/3(-6.6) = -4.4$$

$$M2 = -6.8 - 1/3(-6.8) = -4.5$$

$$M3 = -3.8 - 1/3(-3.8) = -2.5$$

$$M4 = -6.5 - 1/3(-6.5) = -4.3$$

$$M5 = -2.8 - 1/3(-2.8) = -1.86$$

$$M6 = -6.7 - 1/3(-6.7) = -4.46$$

$$M7 = -9.4 - 1/3(-9.4) = -6.26$$

$$M8 = -7.8 - 1/3(-7.8) = -5.2$$

2-Moment aux travées

Travée	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	L_i (m)	M_i (KN.m)	M_{i+1}	X(m)	Mtmax(KN.m)
1-2	5.037	4.00	-4.4	-4.5	2	5.5
2-3	5.037	3.35	-4.5	-2.6	1.79	3.4
3-4	5.037	3.42	-2.5	-4.3	1.60	3.8
4-5	5.037	3.50	-4.3	-1.8	1.89	4.6
5-6	5.037	2.40	-1.8	-4.4	0.98	0.5
6-7	5.037	4.70	-4.5	-6.2	2.27	8.4
7-8	5.037	4.50	-6.2	-5.1	2.29	6.9

III-2-8 Calcul des efforts tranchants

	Li(m)	(KN/ml) $q_i = q_{i+1}$	Mi(KN.M)	Mi+1(KN.M)	V(x) (KN)	
					x=0	X=1
1-2	4.00	5.037	-4.4	-4.5	9.96	-10.03
2-3	3.35	5.037	-4.6	-2.5	8.96	-7.7
3-4	3.42	5.037	-2.5	-4.3	8.0301	-9.06
4-5	3.50	5.037	-4.3	-1.8	9.4572	-8.04
5-6	2.40	5.037	-1.8	-4.4	4.97	-7.1
6-7	4.70	5.037	-4.5	-6.2	11.3671	-12.1
7-8	4.50	5.037	-6.2	-5.1	11.48	-11.01

Les Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

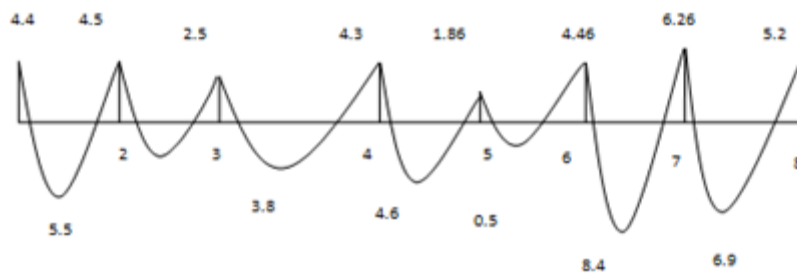


fig III-7 : diagramme des moments fléchissant (KN.m) ELS

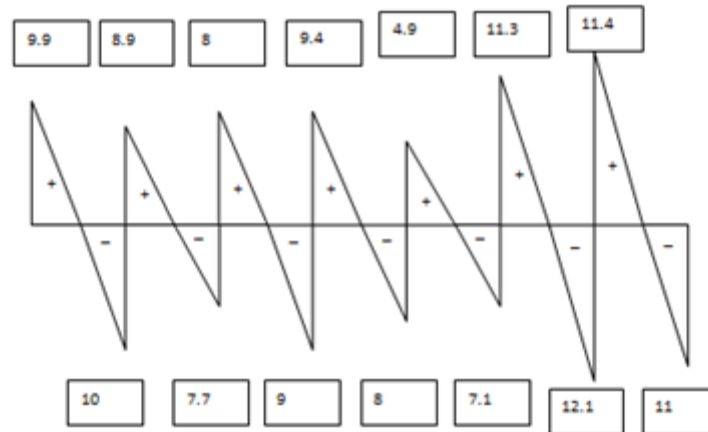


fig III-8 : Diagramme des efforts tranchants (KN) à l'ELS

III-2-9 Vérification à l'ELS

• Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (Art. A.4.5,3/BAEL91)

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions donc nous avons une fissuration peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

• Vérification à l'état limite de compression du béton (Art. A.4.5,2/BAEL91)

a) En travée

on doit donc s'assurer que : $\sigma_s < \sigma_{s}$ avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

la section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est 3HA12 $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569 \Rightarrow \beta_1 = 0,837 \quad K = 15.58$$

La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.4 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 164.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 164.46 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

la contrainte de compression dans le béton

on doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{164.46}{15.58} = 10.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

b) AUX APPUIS

la section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est 2HA10 $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0,877 \quad \text{K} = 25.49$$

La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.26 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 252.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 252.5 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

la contrainte de compression dans le béton :

on doit vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{252.5}{25.49} = 10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

h : Hauteur totale (20 cm).

L : Longueur max de la travée entre nus d'appuis.

d : Hauteur utile de la section droite.

b₀ : Largeur de la nervure.

M₀ : Le moment fléchissant maximum de la travée isostatique.

M_t : Moment fléchissant maximum en travée

A : Section des armatures

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0.043$$

$$\frac{1}{22.5} = 0.044.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Condition 1 non vérifiée

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e}$$

Condition 2 non vérifiée

$$\frac{M_t}{15.M_0} = \frac{8.4}{15 \times 6.90} = 0.081$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

Condition 3 non vérifiée

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_i^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4 \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

Avec ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,02$$

➤ Calcul des paramètres :

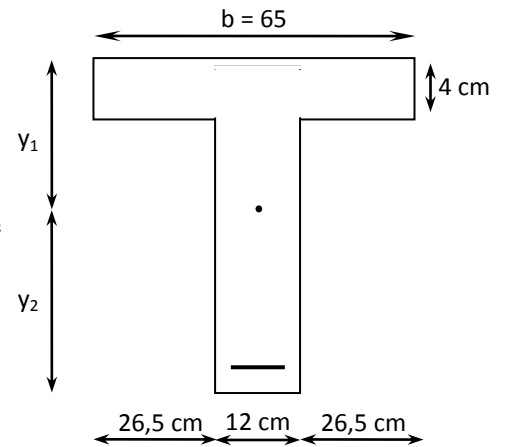
$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3,39 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3739,3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 503 \text{ cm}^2$$



Position de l'axe neutre

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$$

$$y_1 = \frac{3739.3}{503} = 7.5 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (x_1^3 + y_2^3) + (b_0 - b_1) \times \frac{h_0^3}{12} + (b_0 - b_1) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (x_2 - c)^2$$

$$I_0 = 21801.87 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 164.46 \text{ MPa}$

- **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02 \times 164.46 + 2.1} ; 0 \right) = 0.75$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.02} = 0.82$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \mu \times \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 21801.87}{1 + 0.4(0.75 \times 0.82)} = 19247.2 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_i^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8.4 \times 10^6 \times (700)^2}{10 \times 10818.865 \times 19247.2 \times 10^4} = 8.9 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

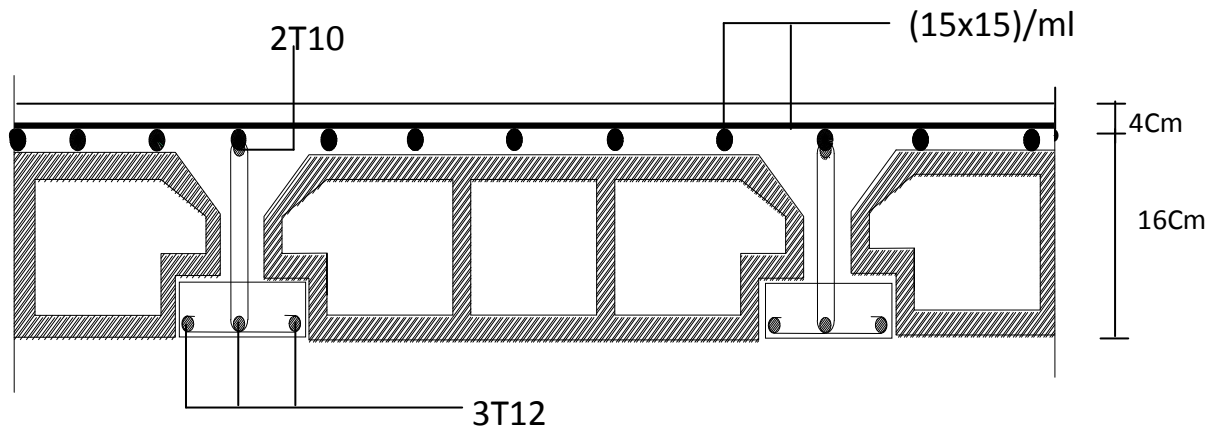


Figure III.9 Plan de ferrailage du plancher

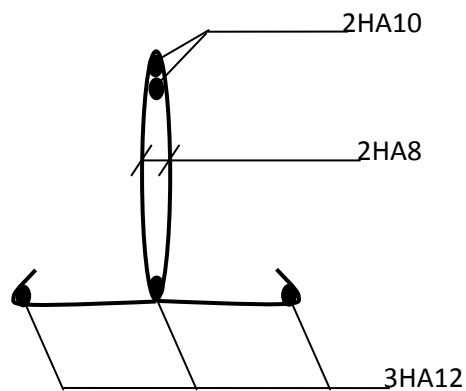


fig III.10 ferrailage de la poutelle

III-3 ETUDE DE LA DALLE PLEINE (porte à faux)

Notre structure est munie d'un seul type de porte à faux. Le calcul sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine. Le calcul se basera sur le cas le plus défavorable (qui est le plus chargé), le cas d'une Console de largeur **L=1 (m)**.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple et sera réalisée en dalle pleine.

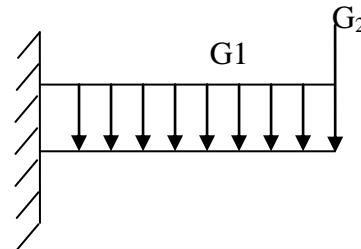
Pré dimensionnement de la dalle pleine

Largeur : 1,00m

Longueur : 4.00 m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.00}{10} = 0.1m$$

Avec L : largeur du balcon.



figIII-1 Schéma statique d'une porte à faux

On adopte **ep = 15cm**

Avec :

G2 : charge permanente du mur en double cloison

G1 : charge permanente de plancher

III-3-1 Détermination des sollicitations (charges et surcharges)

a) Les charges permanentes

DALLE PLEINE

N°	désignation	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Couche de sable	3	18	0,54
4	Dalle en béton armé	16	25	4,00
				G _b = 5,38

Tableau III-1: caractéristiques des éléments du plancher dalle pleine
Cloison en brique creuse

	Eléments	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	0.00	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale G _t				2.36

Tableau III-2: caractéristiques des éléments d'un mur extérieur

Charges d'exploitation

Surcharge d'exploitation du porte à faux : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

III-3-2calcul à l'ELU**•Combinaison de charges**

La dalle pleine : $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,013 \text{ KN/ml}$

Garde de-corps : $q_{u2} = 1,35 \times g = (1,35 \times 2,36) \times 1 \text{ m} = 3,186 \text{ KN/ml}$

•Les efforts tranchants

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2}$$

$$V_u = 11,013 \times 1,00 + 3,186 = 14,2 \text{ KN}$$

•Les moments fléchissant

$$M_u = -\left(q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2} x L\right)$$

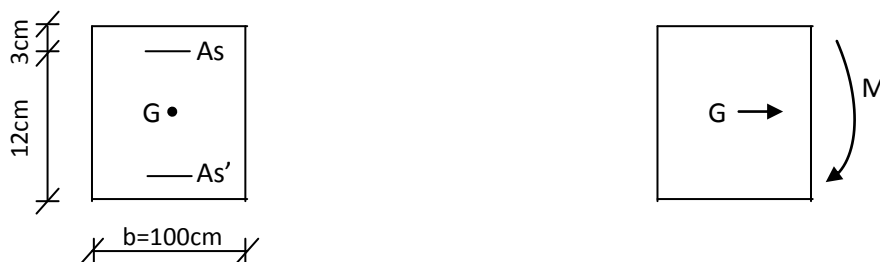
$$M_u = -\left(\frac{11,013 \times (1,00)^2}{2} + 3,186 \times 1,00\right) = 8,7 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

•Ferrailage à l'ELU

il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

**a) Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,7 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,043$$

$$\mu_b = 0,043 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,043 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,7 \times 1000}{0,979 \times 13 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-3-3 Vérifications à l'ELU

➤ Condition de non fragilité (ART-A-4-2-1/BAEL91)

Il faut vérifier : $A_{st} > A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.449 \text{ cm}^2$ CV

➤ Vérification de l'effort tranchant (ART- A-5-2-1)

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration étant peu préjudiciable,

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min(3.33, 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.2 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0.118 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 14.2 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

➤ Vérification de l'adhérence des barres (ART- 4-2-1 /BAEL91)

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$ ($\Psi_s = 1.5 \rightarrow$ hautes adhérences).

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : $V_u = 14.2 \text{ KN}$ $U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 8 \times 3.14 = 100.48 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.2 \cdot 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 1.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre Rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée Mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A

.Donc : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm.}$

➤ **Vérification des espacements des barres**

Armatures principales:

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

Armatures de répartition:

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

III-3-4-Calcul à l'ELS**●Combinaison de charges**

Dalle pleine: $q_{u1} = (G+Q) \times 1 \text{ m} = (5.38+2.5) \times 1 = 7.88 \text{ KN/ml}$

Garde-corps: $q_{u2} = G_g \times 1 \text{ m} = 2.36 \times 1 = 2.36 \text{ KN/ml}$

●Moment fléchissant

$$M_s = -(q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L)$$

$$M_s = -(\frac{7.88 \times (1.00)^2}{2} + 2.36 \times 1.00) = 6.3 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

●Les efforts tranchants

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2}$$

$$V_u = 7.88 \times 1.00 + 2.36 = 10.24 \text{ KN}$$

● ferrailage à l'ELS

a) Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.3 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0.031$$

$$\mu_b = 0,031 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.3 \times 1000}{0,985 \times 12 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25cm.

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement S_t = 25cm.

III-3-5 Vérifications à l'ELS

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1. Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262 \longrightarrow \beta_1 = 0.919 \longrightarrow K1 = 46.36$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.3 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 182 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k1} = \frac{182}{46.36} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4 \leq \sigma_{bc} = 15 \longrightarrow \text{CV}$$

2. Vérification des contraintes dans l'acier

Aucune vérification à effectuer car les fissurations sont peu préjudiciable.

Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

h : hauteur de la poutre

L : longueur de la plus grande travée

A : section d'aciers en travée

M_t : moment fléchissant max en travée

M_o : moment max isostatique

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{6.3}{10 \times 8.7} = 0.072 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

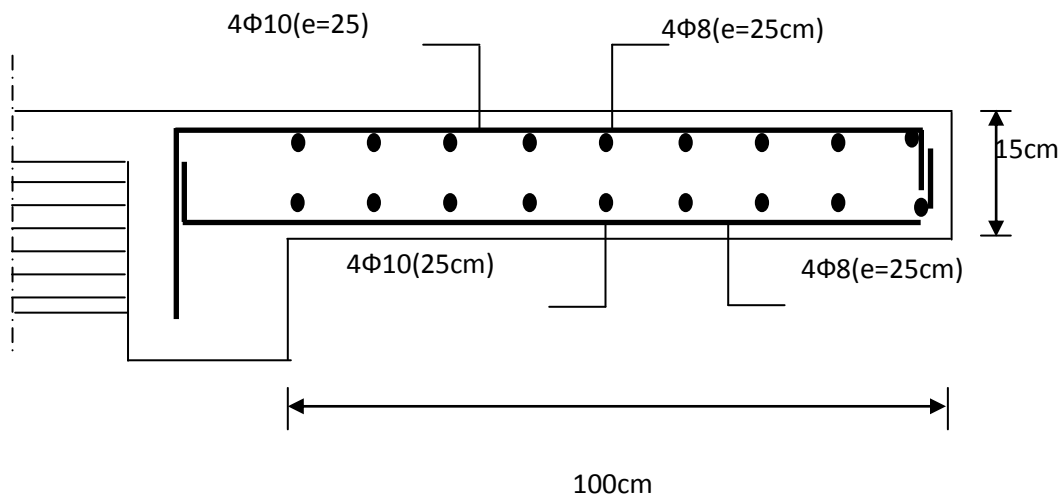
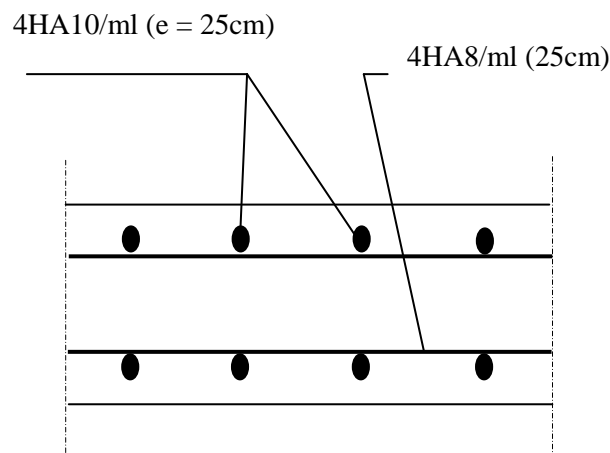


fig III-2 : ferrailage de la console

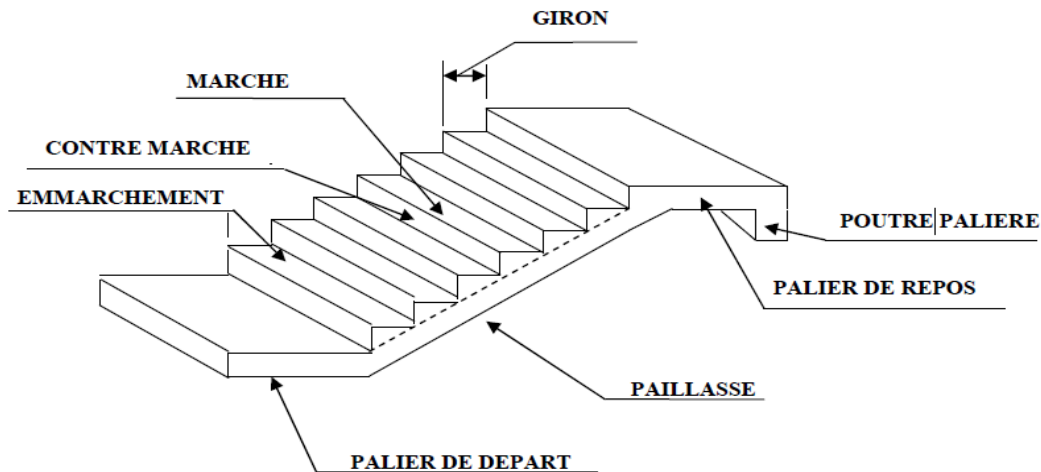


III -4 Calcul des escaliers

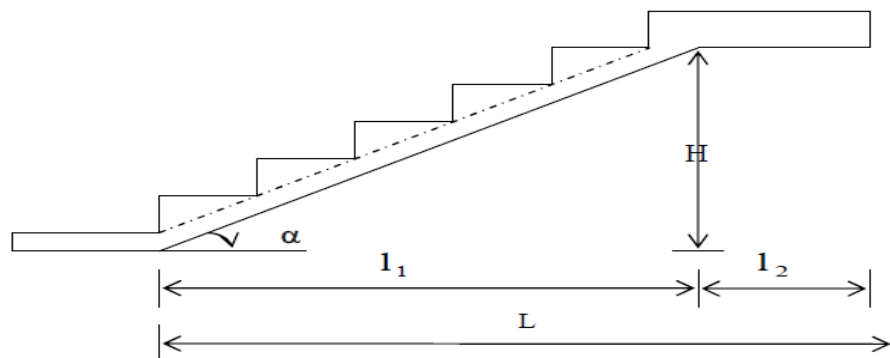
III-4-1) Introduction

Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers qui mène du premier étage aux derniers étages

III-4-2) Terminologie



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



III-4-3) Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement et à condition que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe qu'elle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées. La figure III.1.b donne quelques exemples.

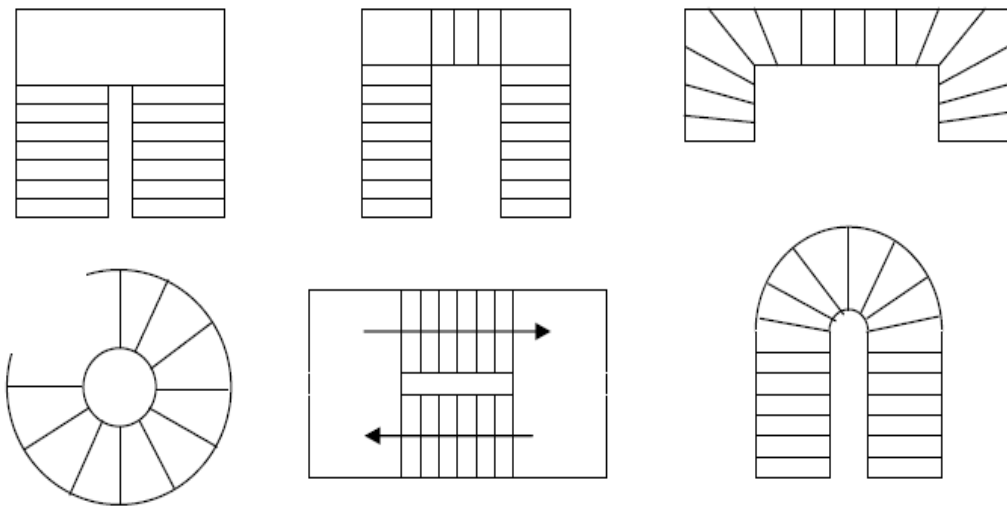


Fig.III.1.a

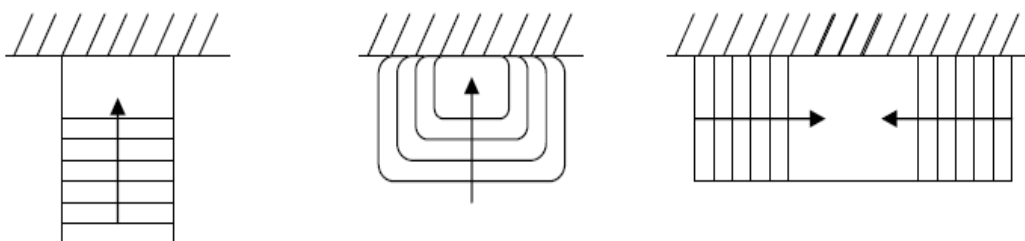


Fig.III.1.b

III-4-4) Dimensions des escaliers

Les escaliers à étage courant comportent deux volées et un palier de repos, et ceux de RDC

comportent trois paillasses avec deux paliers de repos.

Pour les dimensions des marches (g) et des contre-marches (h), on utilise généralement la

formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite

supérieure 0,66 correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette,

si nécessité il y a.

h: varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g: varie de 22 à 33 (26 en moyenne)

III-4-5. Pré dimensionnement de l'escalier

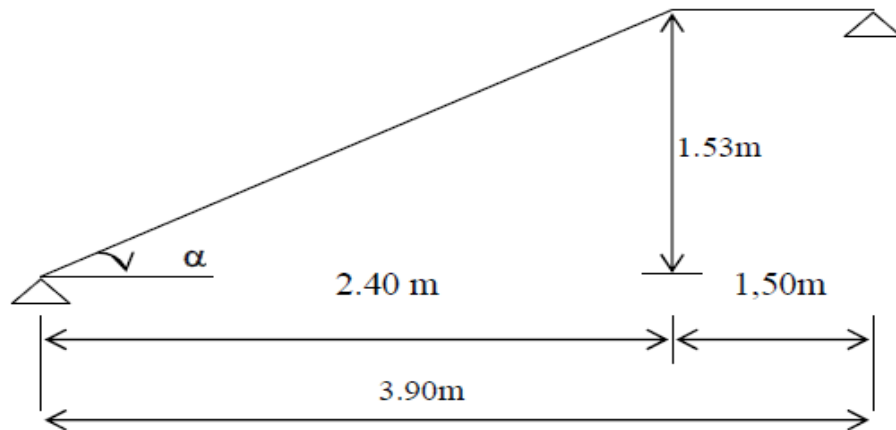


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

On prend : **h = 17cm** et **g = 30cm**

Le nombre de contre-marches

$$n = \frac{h}{H}$$

Le nombre de marches

$$m = n - 1$$

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier. L'embranchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est : $I_2 \geq 1,10$ ou $I_2 \geq 3g$ Avec :

H : la hauteur d'une volée

Application

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée. On aura :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \qquad H = \frac{3,06}{2}$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{8} \qquad g = 30 \text{ cm}$$

$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots$ **la condition est vérifiée**

L'embranchement est de $1,4 > 1.20 \text{ m} \dots \dots \dots$ **la condition est vérifiée.**

La profondeur du palier de repos

est : $I_2 = 1,60 \geq 1,10 \dots \dots \dots$ **la condition est vérifiée.**

III-4-5-1. Pré dimensionnement de la pailasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ \quad L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 160 = 444,62 \text{ cm}$$

Epaisseur de la pailasse

$$\frac{444,62}{30} \leq ep \leq \frac{444,62}{20}$$

$14,82 \text{ cm} \leq ep \leq 22,23 \text{ cm}$ on opte pour : **ep = 17 cm**

III-4-5-2. Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètrede projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexionsimple.

Charges permanentes

➤ Paillasse

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,17}{\cos(32,52)} = 5,04 \text{KN}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 \text{m} = \underline{2,12 \text{KN}}$

- Poids des revêtements : carrelage scellé, mortier de pose, couche de sable

$G_r = (0.4 + 0.6 + 0.36) \times 1 \text{m} = 1.36 \text{ kN/ml}$

-La charge totale du la paillasse : $5.04 + 2.12 + 1.36 \dots \dots G_t = \mathbf{8,52 \text{KN/ml}}$

➤ Palier

Poids propre du palier : $25 \times 0,17 \times 1 \dots \dots = \mathbf{4,25 \text{ KN/ml}}$

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.36 + 0.6 + 0.4 + 0.2 \dots \dots = \mathbf{1.56 \text{ KN/ml}}$

La charge totale du palier : $4,25 + 1.56 \dots \dots G_t = \mathbf{5,81 \text{ N/ml}}$

• Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR BC, 2.2 est :

$Q = 2,5 \times 1 = \mathbf{2,5 \text{KN/ml}}$

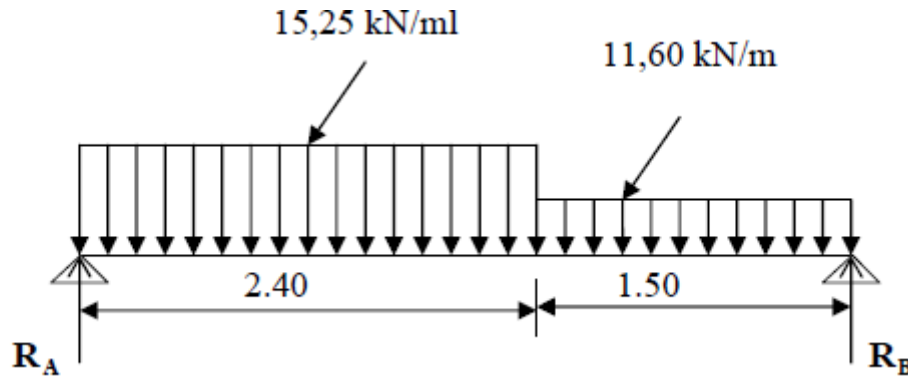
• Combinaison des charges et surcharges

- Etat limite ultime : ELU

$q_{\text{paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8.52 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{15.25 \text{ KN/ml}}$

$q_{\text{palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2,5 = \mathbf{11,60 \text{ KN/ml}}$

III-4-5-3. Efforts internes



III-4-5-3. Etat limite ultime Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (15.25 \times 2.40) + (11.60 \times 1.5) = 54 \text{ kN} \quad R_A = 31.84 \text{ kN}$$

$$R_B = 22.16 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1er tronçon : $0 \leq x \leq 2 \text{ m}$

$$T_y(x) = -15.25x - 31.84$$

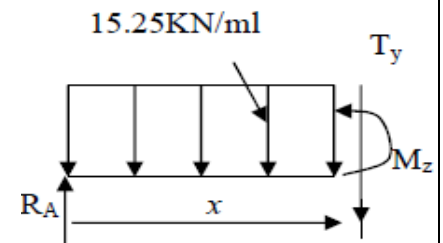
$$T_y = +31.84 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{pour } x = 0$$

$$T_y = -4.76 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{pour } x = 2,4 \text{ m}$$

$$M_z(x) = -15,12 \frac{x^2}{2} + 31,84x$$

$$M_z = 0.00 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 32.49 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \text{pour } x = 2.40 \text{ m}$$



2ème tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.50 \text{ m}$:

$$T_y(x) = 11.60x - 22,16$$

$$T_y = -4.76 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m}$$

$$T_y = -22.16 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

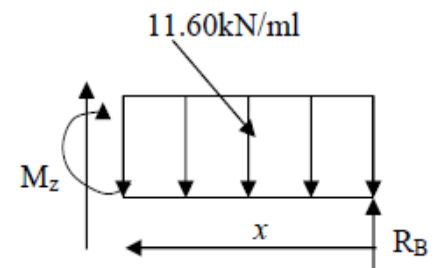
2ème tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.50 \text{ m}$:

$$T_y(x) = 11.60x - 22,16$$

$$T_y = -4.76 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m}$$

$$T_y = -22.16 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

$$M_z(x) = -11,60 \frac{x^2}{2} + 22,16x$$



$$M_z = 0 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \text{ pour } x = 0 \text{ m}$$

$$M_z = 20.19 \text{ kN.m} \rightarrow \text{ pour } x = 1.50 \text{ m}$$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \rightarrow -15.25x + 31.84 = 0$$

$$\rightarrow x = \mathbf{2,08 \text{ m}}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.08 \text{ m}$.

Donc :

$$M_{zmax} = -15,25 \frac{2,08^2}{2} + 29,33 \times 2,08$$

$$M_{zmax} = 41,13 \text{ KNm}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_a = -0,3 M_{zmax} = -12,34 \text{ KNm}$$

$$\text{- En travée : } M_t = 0,85 M_{zmax} = 34,96 \text{ KNm}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

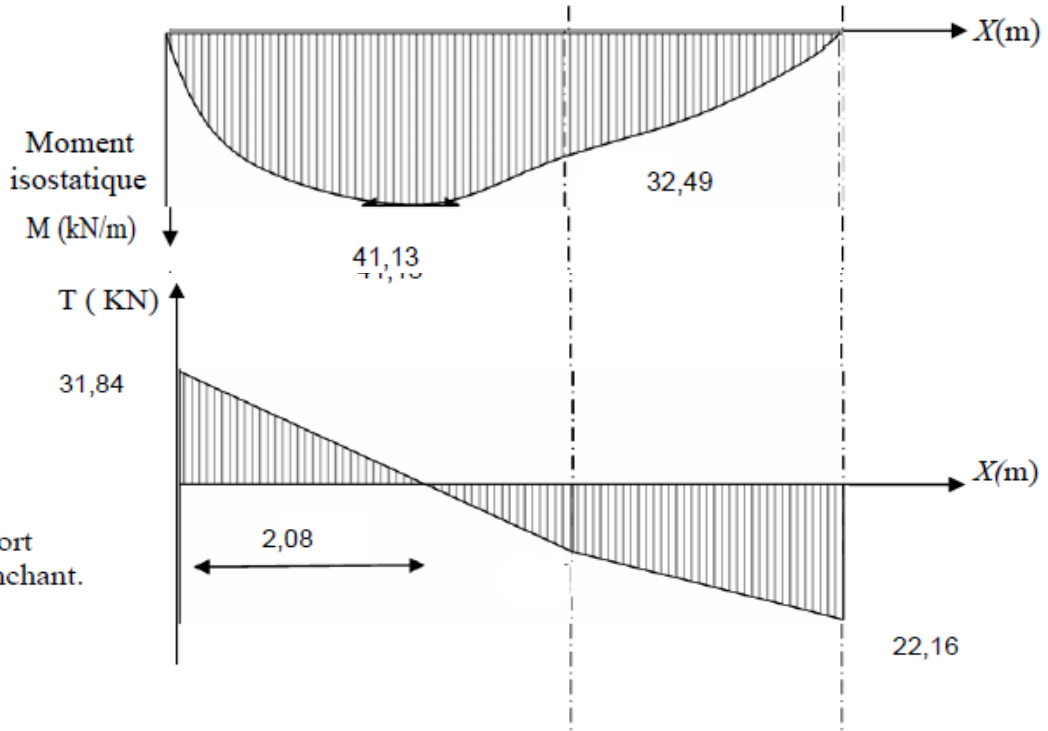
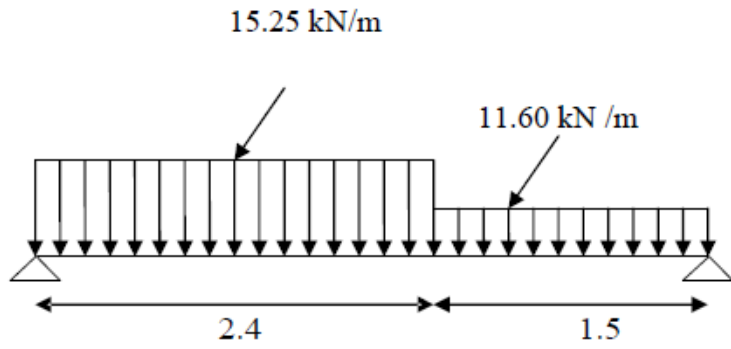
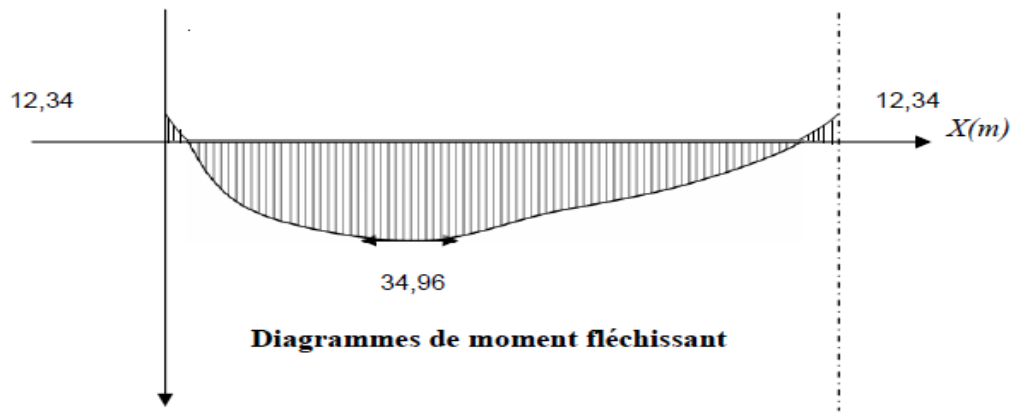


Diagramme des efforts internes à l'ELU



- Calcul des armatures**Aux appuis**

$$M_a = 12.34 \text{ kN.m}$$

Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{UA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,97 \cdot 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 14,2} = 0,109 < \mu_R = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) $\mu_a = 0,039 \rightarrow \beta_u = 0,981$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{ST}} = \frac{12,34 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 15 \cdot 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 20cm**

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8** ($A_r = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 25cm**

En travées

$$M_t = 34.96 \text{ kN.m}$$

Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot F_{BC}} = \frac{23,97 \cdot 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 14,2} = 0,109 < \mu_r = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,109 \rightarrow \beta_u = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,96 \cdot 10^3}{0,942 \cdot 15 \cdot 348} = 7,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14** ($A_t = 7,69 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 20cm**

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,922 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA10** ($A_t = 5,49 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 15cm**

III-4-5-3-1. Vérification à l'ELU**Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée**
- En travées : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée**

Espacement des barres- **Armatures principales** - Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$ - En travées : $e = 20 \text{ cm} \rightarrow \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée**- **Armatures de répartition :**- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ - En travées : $e = 15 \text{ cm} \rightarrow \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée****Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{max} = 31,84 \text{ kN}$$

$$\varphi_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{31,84 \cdot 10^3}{1000 \cdot 150} = 0,212 \text{ Mpa}$$

$$\varphi_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\varphi_u = 0,212 \text{ Mpa} < \varphi_U = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$$
 La condition est vérifiée

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)Il faut vérifier que : $\varphi_{se} \leq \varphi_{se} = \Psi s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$$\varphi_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec } \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 5 \times 3,14 \times 12 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\varphi_{se} = \frac{31,84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 150 \cdot 188,40} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$\varphi_{se} = 1,25 \text{ Mpa} < \varphi_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$$
 La condition est vérifiée

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

Ancrage des armatures aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \phi_s} \text{ Avec : } 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} \text{ Mpa}$$

$l_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,26 \text{ cm}$ Vu que (l_s) dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à 0,4 l_s

$$l_c = l_s \times 0,4 = 28,26 \times 0,4 = 11,30 \text{ cm}$$

III-4-5-3-2. Etat limite de service**Combinaison de charges**

Palier : $q_{s1} = (G+Q) = (5,81+2,5) \times 1 \text{ m} = 8,31 \text{ kN/ml}$

Pallasse: $q_{s2} = (G+Q) = (8,52+2,5) \times 1 \text{ m} = 11,02 \text{ kN/ml}$

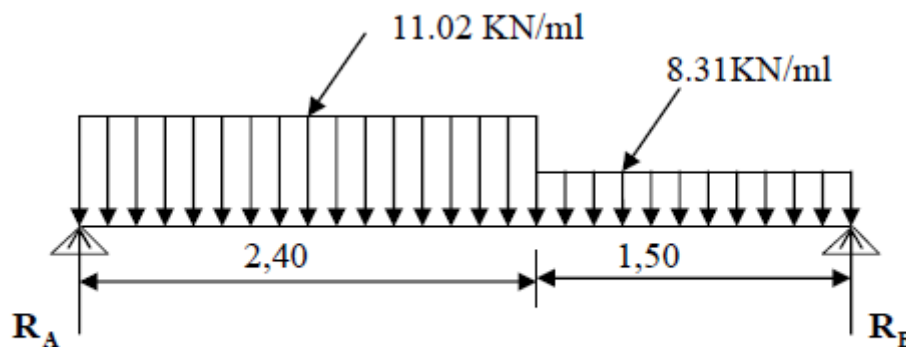


Schéma statique de calcul à l'ELS

- Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 38,91 \text{ KN}$$

$$R_A = 20,70 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,20 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$:

$$T_y = -11.02x + 20.70$$

$$T_y = 20.70 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 0$$

$$T_y = -5.74 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 2,40\text{m}$$

$$M_z = -11.02 \cdot \frac{x^2}{2} + 20.70x$$

$$M_z = 0 \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 0$$

$$M_z = 17.95 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 2,40\text{m}$$

2ème tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.5 \text{ m}$:

$$T_y = -8.31x + 18.20$$

$$T_y = -18.20 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

$$T_y = -5.74 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 1.50 \text{ m}$$

$$M_z = -8.31 \cdot \frac{x^2}{2} + 18.20x$$

$$M_z = 0 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

$$M_z = 17.95 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad \text{pour } x = 1.50\text{m}$$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad -11.02x + 20.70 = 0$$

$$\rightarrow x = 1,88\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,88\text{m}$.

Donc :

$$M_z(x) = -8,31 \cdot \frac{1,88^2}{2} + 18,20(1,88)$$

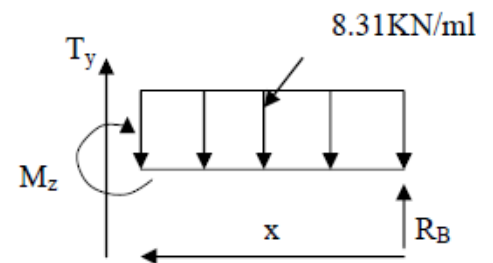
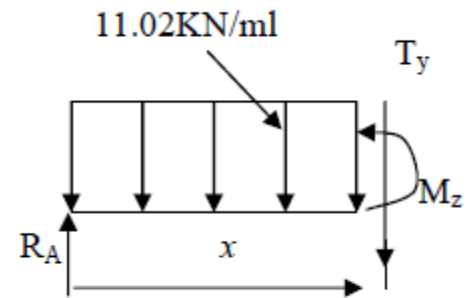
$$M_z(x) = 19,52 \text{ kNm}$$

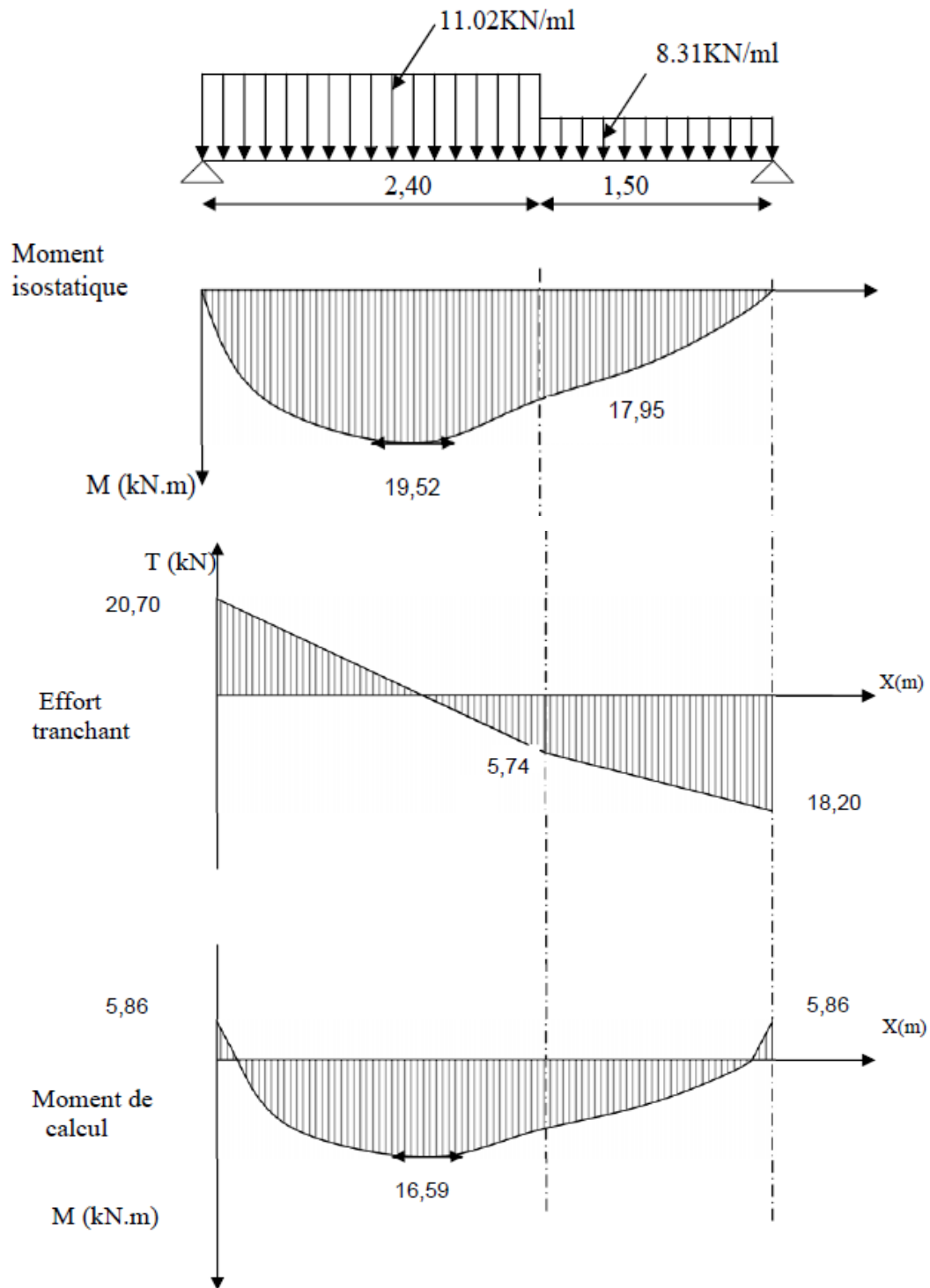
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 M_z \text{ max} = -5.86 \text{ kN.m}$

- en travées : $M_t = 0,85 M_z \text{ max} = 16.59 \text{ kN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :





III-4-5-3-3. Vérification à l'ELS**Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

On doit vérifier que : $k.\sigma_{st} \leq \sigma_{BC} = 0,6.f_{C28} = 15\text{Mpa}$ -

-En travées

$$A_t = 7.69\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.7.69}{100.15} = 0,512$$

$$\rho = 0,512 \rightarrow \beta = 0,892 \rightarrow \alpha = 0,342 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 0,324 \rightarrow K = 0,0319$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{s,\beta,d}} = \frac{19,52.10^3}{7,69.0,892.15} = 189,72\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,0319 \times 189,72 = 6,05\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 6,05\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$ **La condition est vérifiée**

-Aux appuis

$$A_a = 5.65\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.5.65}{100.15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 \rightarrow \beta = 0,905 \rightarrow \alpha = 0,376 \rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 0,376 \rightarrow K = 0,040$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{s,\beta,d}} = \frac{5,86.10^3}{2,01.0,905.15} = 76,402\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,040 \times 76,402 = 3,056\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,056\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$ **La condition est vérifiée**

Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,17}{4,00} = 0,042 < \dots \frac{1}{16} = 0,0625. \text{ La condition est vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0,17}{3,90} = 0,0435 < \frac{16,59}{10 \cdot 19,59} = 0,849 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 15} = 0,0015 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, pas de calcul de la flèche

III-4-6. Calcul de la poutre palière**Introduction**

C'est une poutre de section rectangulaire, encastree à ces deux extrémités.

III-2-6-1. Pré dimensionnement

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{I_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{I_{max}}{10}$$

ht : Hauteur de la poutre.

I_{max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$I_{max} = 3,50 \text{ m} \rightarrow \frac{350}{15} \leq ht \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23,3 \text{ cm} \leq ht \leq 35 \text{ cm} \rightarrow ht = 35 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \text{ d'où } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Soit **b = 25 cm**

Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots 25 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

- $ht \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots 35 > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

- $ht/b \leq 4 \dots \dots \dots 35/25 = 1,4 \leq 4$ condition vérifiée.

III-4-6-2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,187 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_m = 2,36 \times 1,53 = 3,61 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 22,16 KN
- Réaction du palier à l'ELS : = 18,20 KN

III-2-6-3 Calcul à l'ELU**a) combinaison de charges**

$$q_u = 1,35G + R_u = 25,11 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul du moment et l'effort tranchant**Moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{25,11 \cdot 3,5^2}{8} = 38,45 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 38,45 \text{ KN.m}$$

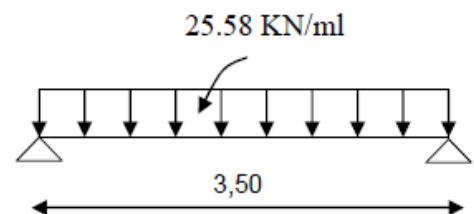
Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{25,11 \cdot 3,50}{2} = 43,94 \text{ KN}$$

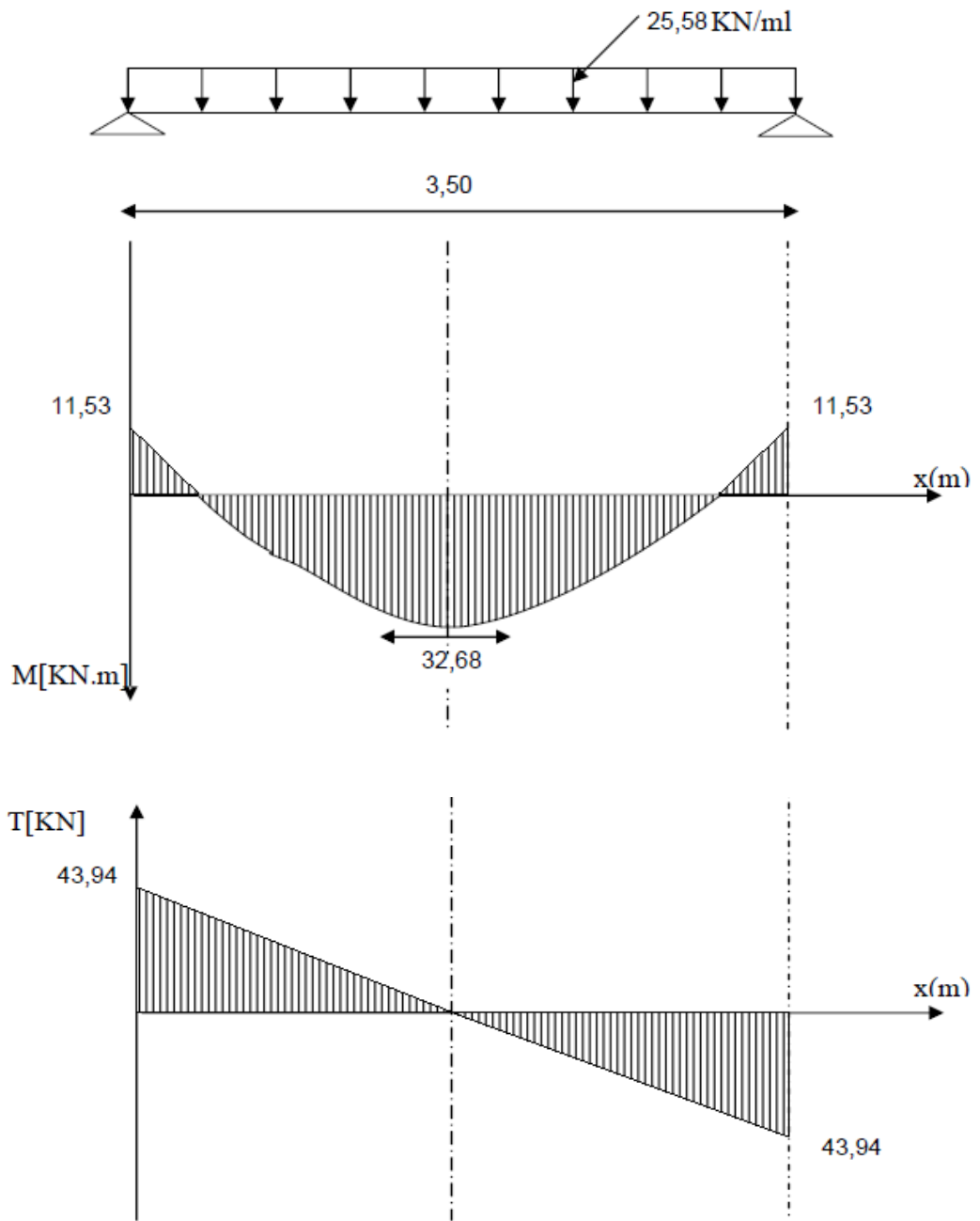
$$T_u = 43,94 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3 \cdot M_u = -11,53 \text{ KN.m} \quad M_{utr} = 0,85 \cdot M_u = 32,68 \text{ KN.m}$$



c) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



d) Ferrailage**En travées**

$h = 35 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{32,66 \cdot 10^6}{200 \cdot 270^2 \cdot 14,2} = 0,089$$

$\mu_t = 0,089 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,089 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32,68 \cdot 10^5}{0,953 \cdot 32 \cdot 348 \cdot 10^2} = 3,07 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,53 \cdot 10^6}{250 \cdot 320^2 \cdot 14,2} = 0,032$$

$\mu_t = 0,032 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,53 \cdot 10^5}{0,984 \cdot 32 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,05 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 3 \text{ HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

e) Vérification**1. Condition de non fragilité BAEL 91 (Art .4 .2.1)**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

En travée

$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Aux appuis

$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.1.2.1, BAEL 91)

$$\varphi_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \varphi_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{Mpa})$$

$$\varphi_u = \frac{43,94 \cdot 10^3}{250 \cdot 320} = 0,55 \text{Mpa}$$

$$\varphi_u = \min \left(0,2 \frac{f_{t28}}{\gamma_d}, 5 \text{Mpa} \right) = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\varphi_u = 0,55 \text{Mpa} < \varphi_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n y aucun risque de cisaillement.

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL 91)

a) Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{1 + \frac{M_U}{0,9 \cdot d}}{f_e \cdot 1,15} = \frac{43,94 \times 10^3 + \frac{11,53 \times 10^5}{0,9 \times 32}}{348 \times 10^4} = 0,013 \text{cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \geq A_u = 0,013 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Influences sur le béton

$$T_{\max \leq 0,4 B \cdot 0,9 \cdot D \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$$0,4 \times 0,9 B \cdot D \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 320 \times \frac{25}{1,5} = 480 \text{KN} > T_u = 43,94 \text{KN}$$

..... condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0,9 \times U_i} \leq \tau_u = \psi f_{t28} = 3,15$$

U_i : Somme des paramètres utiles des armatures

$$U_i = n \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{43.94 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 94.20} = 1.62 \text{ Mpa}$$

$\varphi_u = 0,55 \text{ Mpa} < \varphi_u = 3,15 \text{ Mpa}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4. Armature transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min 8; 10; 25 = 8 \text{ mm}$$

On choisit **4T8 = 2.01 cm²**

$$S_t \leq \min 0.9D; 40 \text{ cm} = \min 28.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm} = 28; 8 \text{ cm}$$

Soit **$S_t = 20 \text{ cm}$**

5. Espacement des barres (Article 7.5.2.2 RPA 99)

a) En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 S_b \rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \cdot B} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) = 8.75 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 8 \text{ cm}$**

b) En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm$$

Soit : $S_t = 17cm$

III-4-6-3. Calcul à l'ELS**a) Combinaison des charges**

$$q_{s=G+R_s} = 2.187 + 18.20 = 20.38KN/ml$$

b) calcul du moment et l'effort tranchant

-Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20.38 \times 3.50^2}{8} = 31.22KN$$

-L'effort tranchant :

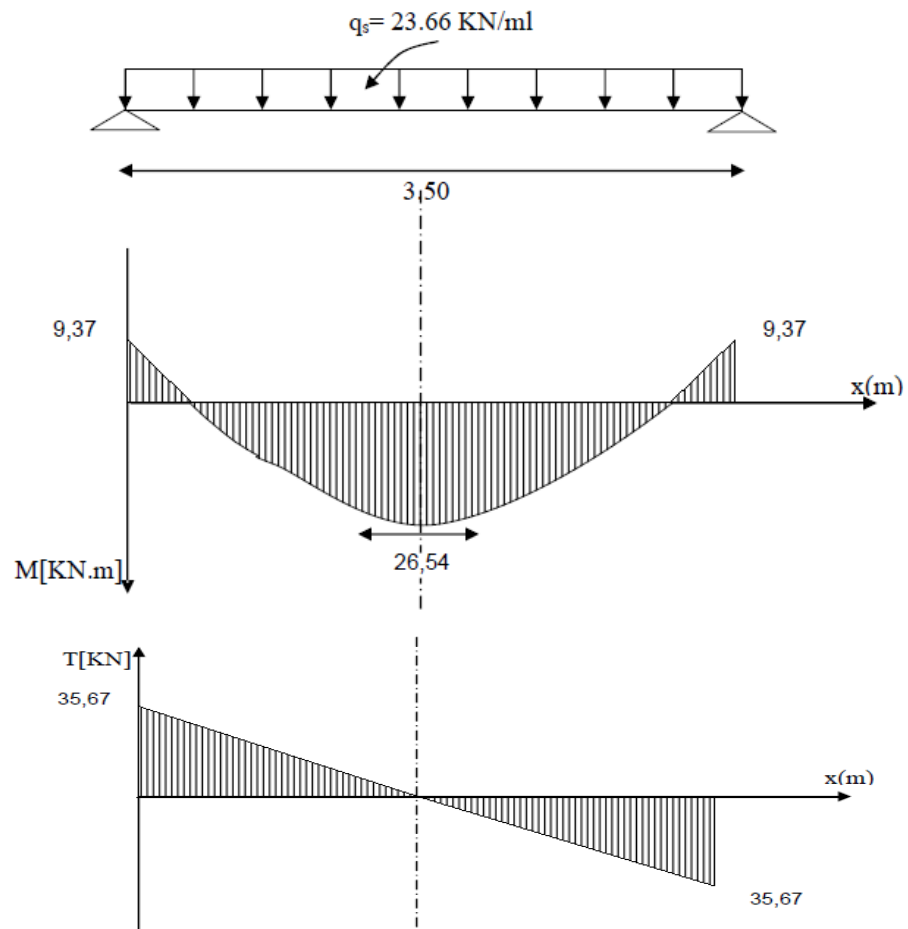
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{20.38 \times 3.50}{2} = 35.67KN$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -9.37KN.m$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 26.54KN.m$$

c) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



d) Vérification des contraintes**1) Etat limite de compression du béton**

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

Aux appuis

$$\rho = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100.2,35}{25.32} = 0,294$$

$$\rho = 0,294 \rightarrow \beta = 0,914 \rightarrow \alpha = 0,258 \rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.dA_t} = \frac{26,54.10^3}{0,88.32.4,52} = 206,63\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,043 \times 206,63 = 7,025 \text{ Mpa}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Art A5.3.4)

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

3) Etat limite de déformation : BAEL 91 modifié 99 (Art B.65.2)**Vérification de la flèche**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{350} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{35}{350} = 0,109 < \frac{26,54}{10.31,22} = 0,0085 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{25.32} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

IV) Vérification RPA

IV-1) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

A. Le spectre de réponse

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre règlementaire de calcul est donne par l'expression suivant (**Article 4.4.13 de RPA**)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Formule (4-4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

Le site : S3

La zone : IIb

Le groupe d'usage : 2

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage** (selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2)

Notre ouvrage est un bâtiment à usage dortoir (CELEBATURIUM) dont la hauteur $H = 15,64 \text{ m} < 48\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Boumerdes (*Zone IIb*).

❖ **Classification du site** (Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003))

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique, le **site meuble S3**.

❖ **Coefficient de comportement R** (selon le RPA 99/modifié 2003)

D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) $\rightarrow R=5$

❖ **Facteur de qualité** (selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4)

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule $Q=1+ P_q$

Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante
Pas de variation de la masse

❖ **Conditions minimales sur les fils de contreventement**

\rightarrow Condition non vérifiée : $P1x= P1y=0,05$

❖ Redondance en plan : \rightarrow Condition vérifiée : $P2x=P2y=0$

❖ La régularité en plan est non vérifiée : $P3x= P3y=0,05$

❖ La régularité en élévation est vérifiée : $P4x= P4y=0$

❖ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Caractéristiques du spectre de réponse

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant

Critère q »	Pénalité Pq sens x-x	Pénalité Pq sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau.1-VI : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

IV-2) Vérification selon les exigences du RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine de constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification de la participation modale.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet du 2eme ordre (effet P-Δ).
- Efforts normales au niveau des poteaux

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV-2-1) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,486164	5,4266	63,5864	0	5,4266	63,5864	0
2	0,473807	62,5643	5,3419	0	67,9909	68,9283	0
3	0,330396	0,4273	0,186	0	68,4183	69,1143	0
4	0,106321	0,4218	19,9292	0	68,8401	89,0434	0
5	0,099531	19,6821	0,4157	0	88,5222	89,4591	0
6	0,070312	0,3081	0,0926	0	88,8303	89,5517	0
3	0,046361	0,0524	7,3612	0	88,8827	96,9129	0
4	0,041606	7,5252	0,0354	0	96,4079	96,9482	0
5	0,032074	0,0877	0,2155	0	96,4956	97,1637	0
10	0,028748	0,0242	2,2591	0	96,5198	99,4229	0
11	0,025217	2,8184	0,0031	0	99,3381	99,426	0
12	0,022249	0,0002	0,5303	0	99,3383	99,9563	0
13	0,020136	0,0188	0,0423	0	99,3571	99,9986	0
14	0,018881	0,6415	0,0002	0	99,9986	99,9988	0
15	0,015372	0,0014	0,0012	0	100	100	0

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. ($C_T=0,05$) $T=0,05 (15,64)^{3/4} = 0,393$ s
 $T_{1mode} = 0,4862$ s $< 1,3 \times 0,393 = 0,510$ scondition vérifier.

VI-2-2) Vérification des déplacements

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} ; \delta_k = T_k / R_{jk}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Justification vis-à-vis des déformations

D'après le **RPA Art 5-10**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k \leq 0.01 h_e$$

Story	UX	UY	$\delta k(x)$	$\delta k(y)$	Δ^k_x	Δ^k_y	1% h	vérification
ET4	0,0102	0,001	0,0102	0,001	0,0027	0,0002	0,0306	vérifiée
ET3	0,0075	0,0008	0,0075	0,0008	0,0026	0,0003	0,0306	vérifiée
ET2	0,0049	0,0005	0,0049	0,0005	0,0024	0,0002	0,0306	vérifiée
ET1	0,0025	0,0003	0,0025	0,0003	0,0017	0,0002	0,0306	vérifiée
RDC	0,0008	0,0001	0,0008	0,0001	0,0008	0,0001	0,034	vérifiée

Tableau 3 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Remarque

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

B): Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\max} \leq f = ht / 500$$

f: la flèche admissible.

ht: la hauteur totale du bâtiment.

➤ Sous l'action de Ex

$$\delta_{\max} = 0,0102\text{m} \rightarrow f = ht/500 = 15,64/500 = 0,03128\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sous l'action de Ey

$\delta_{max} = 0,001m \rightarrow f = ht/500 = 15,64/500 = 0,03128m$ **Condition vérifiée**
 → Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

IV-2-3) Vérification de l’effort tranchant à la base

A): Calcul de l’effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ **A : coefficient d’accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d’usage : **2** d’après le tableau (Tab 4.1) **A = 0,20**
 Zone sismique : **IIb**
R = 5 (structure mixte avec interaction).

➤ **Calcul du poids total de la structure Wt :**

Du logiciel **ETABS** :

Story	Load	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	G03Q	12427,31	0	0	0	78896,113	-115865,608

Tableau 1-VI-2-1 : Le poids total de la structure

$$Q = 1 + \Sigma q = 1 + 0,05 = 1,1$$

➤ **Facteur d’amplification moyen D**

D : facteur d’amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Ildépend de la Catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_{ETABS} = 0,4862 [s].$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99 ver 003)**

Site 3 → **T₂ = 0,5 [s]** (Site meuble)

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

ξ: pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie ⇒ ξ = **10%**.

$n = (7(2+10))^{1/2} = 0,763 \geq 0.7$ Condition Vérifiée.

$T_2 < T_{ETABS} < 3,0$ [sec] Alors → **D = 2,5 η (T₂/Structure)^{2/3}**

D = 2,5 x n x (0,5/0,48)^{2/3} = 1,95 sec

V = A.D.Q.W / R = 0,20 x 1,95 x 1,1 x 12427, 31 / 5 = 1066,263 KN.

0,8 V = 0,8 x 1066,263 = 853,011 KN

B) Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique

V_x dynamique = 1126,85[KN].

V_y dynamique = 1134,55[KN].

C) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente

V statique = 5320,54KN @ **0,8 V = 0,8 x 5320,54 = 4256,43KN**

V_x dyn = 1126,85 > 80% V = 853,011KN.....Condition vérifiée.

V_y dyn = 1134,55 > 80% V = 853,011KNCondition vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

IV-2-4) Vérification de l'excentricité

Définition

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
RDC	269,2189	269,2189	10,275	6,421	9,277	6,886
ET1	235,786	235,786	8,912	6,312	9,342	7,086
ET2	236,0495	236,0495	9,055	6,334	9,374	7,054
ET3	235,7834	235,7834	9,065	6,327	9,393	6,985
ET4	210,9814	210,9814	8,971	6,326	9,406	6,939

Tableau 1- IV-2-4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

A)-Excentricité accidentelle

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7

Elle est prise égale à **5 %** de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette Excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit ; **$e = 0,05.Lx$**

RPA2003-Art4.3.7

Dans le cas où il est procédé une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (Additionnelle) égale à **0.05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens **x-x (ex)** : On vérifie que : **$ex = CM - CR \leq 5\%Ly$**

Suivant le sens **Y-Y (ey)** : On vérifie que : **$ey = CM - CR \leq 5\%Lx$**

b)-Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elles donnée par les formules Suivantes :

$$ex = XCM - XCR$$

$$ey = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	ex	5%Lx	ey	5%Ly	observation
RDC	0,998	1,309	0,465	0,625	CV
ET1	0,43	1,309	0,774	0,625	CV
ET2	0,319	1,309	0,72	0,625	CV
ET3	0,328	1,309	0,658	0,625	CV
ET4	0,435	1,309	0,613	0,625	CV

Tableau –2-VI-2-4 :Vérification de l'excentricité théorique.

IV-2-5) Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

La valeur de la force axiale appliquée.

La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{Gi} + 0.3W_{Qi}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

h_k: hauteur d'étage (k).

Si $\theta K \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta K \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta K)$.

Si $\theta K \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Story	P	h _k	Δ _{kx}	V _X	Θ _x	Δ _{ky}	V _Y	Θ _y
ET4	2439,36	3,06	0,0102	439,73	0,0185	0,001	43,17	0,0185
ET3	4835,69	3,06	0,0075	708,88	0,0167	0,0008	68,39	0,0185
ET2	7237,24	3,06	0,0049	902,76	0,0128	0,0005	86,34	0,0137
ET1	9670,83	3,06	0,0025	1036,56	0,0076	0,0003	100,63	0,0094
RDC	12427,31	3,4	0,0008	1126,85	0,0026	0,0001	100,63	0,0036

Tableau 1- IV-2-5récapitulatif de l'effet P-Δ

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.

Introduction

Après avoir calculé toutes les charges aux quelles sont soumis les différents Éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder aux calculs de leurs Ferrailages, ces derniers seront menés selon les règles de calcul du béton armé, à savoir : CBA93, BAEL91 et RPA99 version 2003.

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V-1) Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorable suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	f_E (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	400	25	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	400	25	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau V-1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

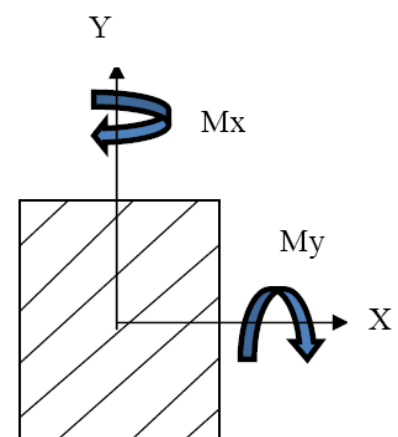


Figure V-1 : les moments dans les poteaux

VII-1-1) Réglementation

Combinaisons de calcul

a) Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on Correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- ♦ A l'ELU : $1,35G+1,5Q$
- ♦ A l'ELS : $G+Q$

b) Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de Calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions a considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- ♦ $G + Q \pm E$
- ♦ $0,8G \pm E$

Recommandation du RPA 2003

1. Pour les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40 ϕ** (zone IIb)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.

• Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,9%** de la section du béton.

• Niveaux (2-3-4) : $(35 \times 35) \Rightarrow A_{\min} = 0,009 \times 35 \times 35 = 11,025 \text{ cm}^2$

• Niveaux (RDC-1): $(40 \times 40) \Rightarrow A_{\min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$

• Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

➤ **Zone courante**

Poteau 40x40 : $A_{min} = 4\% b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau 35x35 : $A_{min} = 4\% b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement**

Poteau 40x40 : $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau 35x35 : $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau- poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

VII-1-2) Calcul de la section d'armature donnera l'ELU dans la situation durable et Accidentelle.

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

a) Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée

➤ **Calcul du centre de pression**

$e = \frac{M}{N}$ Deux cas peuvent se présenter

❖ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \frac{h}{2} - c'$
- $N_u d - c' - M_f \leq 0,337h - 0,81c b h^2 f_{bu}$



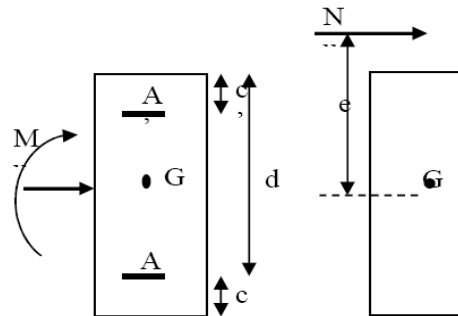
Figure VII-2 : section d'un poteau SPC.

Avec $M_f = M_{u+} + N_u \frac{h}{2} - c'$ M : Moment fictif

➤ Détermination des armatures

• Calcul du moment fictif

$$M_f = M_{u+} + N_u \frac{h}{2} - C' = N \times g$$



• Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Figure VII-3: Les moments exerçant sur les poteaux.

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0,392$ SSA $A' = 0$

• Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}$$

• Armatures réelles

$A = A_f \frac{N}{\sigma_{st}}$ (-) si N : effort de compression. (+) si N : effort de traction.

Si $\mu_f \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

• Armatures en flexion simple

$$M_t = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_t$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{d - c'} \sigma_{st} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{d - c'}$$

Avec $\sigma_{st} = 348$ Mpa

Mr : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

❖ Section entièrement comprimé (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \frac{h}{2} - c'$
- $N_u d - c' - M_f > 0,337 - (0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter

$$1) \text{ Si } (0,337h - 0,81c) b h^2 f_{bu} < N_u d - c' - M_f < 0,5 \frac{c'}{h} b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \overline{\psi} b h f_{bc}}{\sigma_{st}} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\overline{\psi} = \frac{0,357 + \frac{N_u d - c' - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} ; f_{bc} \text{ en Mpa et Men } N.m$$

$$2) \text{ Si } N_u d - c' - M_f \geq 0,5 h - c' b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st} d - c} \quad A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_U}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité

de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_U - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : RDC et 1er.
- **Zone II** : 2eme ,3eme et 4eme étage

VII-1-2) Calcul du ferrailage des poteaux

■ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{f_e h_1}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale $f_e=400\text{MPa}$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il

est pris : $\lambda_g \leq 5 \rightarrow \rho = 3.75$

$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$

Et :

$t \leq 10\text{cm}$ En zone nodale (Zone II b)

$t \leq \text{Min}(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\theta_1)$ Zone courante

Avec : ϕ_l^{min} diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en % est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_{t\text{min}} = 0.3 \% \text{ Stxb1}$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_{t\text{min}} = 0.8\% \text{ Stxb1}$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

■ --Calcul du ferrailage des poteaux

- A_{sx} : armatures dans le sens xx.

- A_{sy} : armatures suivant le sens YY.

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Remarque : Cas 1= (N max et M cor.), Cas 2= (N min et M cor.), Cas 3= (M max et N cor).

Zone	N	M	situation	Section	$A_{sup}(cm)^2$	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	Choix de barres
I	588,9	18,818	ACC	40	0,00	0,00	0,00	11,025	15,2	4HA14+8HA12
	984,79	11,485	ELU	X	0,00	0,00	0,00			
	46,163	524,13	ACC	40	0,00	0,00	0,00			

Zone	N	M	Situation	section	A_{sup}	A_{inf}	A_{tot}	A_{min}	A_{adop}	choix des barres
II	204,04	5,368	ELU	35	0,00	0,00	0,00	14,4	15,2	4HA14+8HA12
	577,3	24,148	ACC	X	0,00	0,00	0,00			
	51,153	90,27	ACC	35	0,00	0,00	2,82			

Poteaux 40x40 : Zone I

Sens xx : $As1_{max} = cm^2$, on opte : 2HA14+2HA12= 5,34 cm^2 posé symétriquement.

Sens yy: $As2_{max} = cm^2$, on opte : 2HA14+2HA12=5,34 cm^2 posé symétriquement.

La section totale est de 4 HA14+ 8 HA12 = 15,2 cm^2 > As_{min} = 11,025 cm^2 .

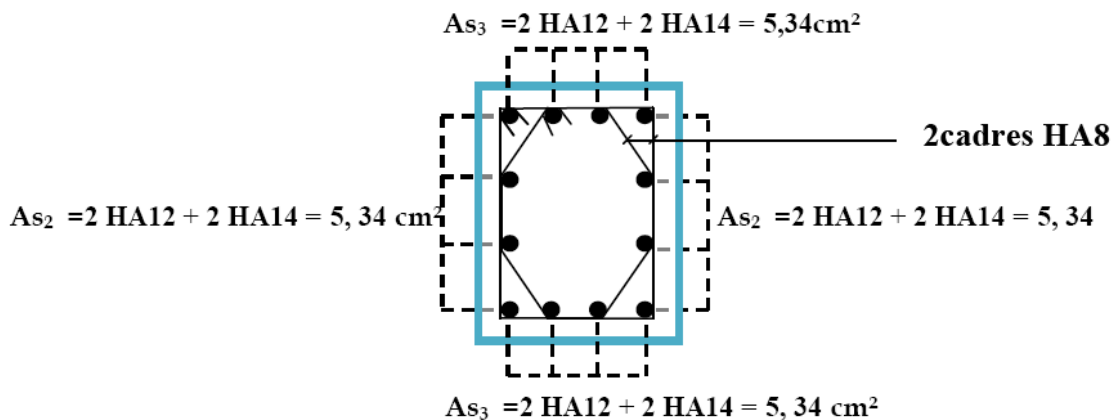


FIG1-VII-1-2: Schéma ferrailage poteaux (50x50) zone I

Poteaux 35x35 : Zone II

Sens xx : $A_{S1 \max} =$ cm², on opte : **2 HA14 + 2 HA12 = 5,34cm²** posé symétriquement.

Sens yy : $A_{S2 \max} =$ cm², on opte : **2 HA14 + 2 HA12 = 5,34cm²** posé symétriquement.

La section totale est de **4 HA14 + 8 HA12 = 15,2 cm²** > $A_{s \min} = 14,4 \text{ cm}^2$.

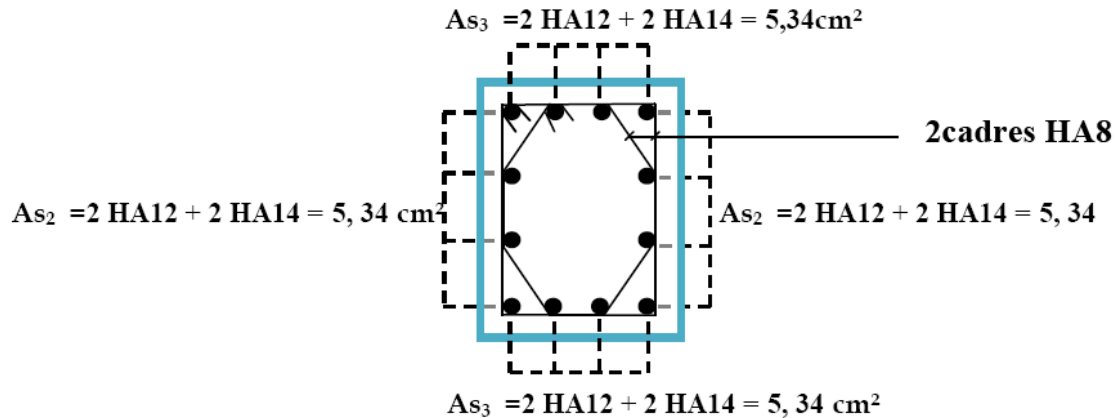


FIG 2-VII-1-2 : Schéma ferrailage poteaux (35x35) zone II

VII.1-3) Vérification à L'ELU**a) Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28}$$

b) Elancement géométrique des poteaux

Avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $I_f = 0.7h_e$

si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

si $\lambda_g < 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1,00 \text{ MPa}$

◆ **Poteaux du RDC et ET1 50 × 50**

◆ $\lambda_g = \frac{238}{50} = 4,76 < 5 \rightarrow \rho = 0,04$

◆ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2432}{500 \times 370} = 1,31 \cdot 10^{-2} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1 \text{MPa} \rightarrow \text{CV}$

◆ **Poteaux étages ET2 – ET4 35 × 35**

◆ $\lambda_g = \frac{238}{35} = 6,8 < 5 \rightarrow \rho = 0,04$

◆ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{3368}{350 \times 370} = 2,60 \cdot 10^{-2} \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 1 \text{MPa} \rightarrow \text{CV}$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

C) Calcul des armatures transversales

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

- Le Diamètre des armatures transversales

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{mm}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adoptera des cadres de section : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

- Espacement des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{f_e h_1} \rightarrow t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u}$$

Elancement géométrique des poteaux

Avec $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $l_f = 0,5h_e$

Remarque

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Poteaux RDC 40 × 40

$$\lambda_g = \frac{0,5 \times 340}{a} = \frac{170}{40} = 5,95 \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

La section d'armatures transversale est égale à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 588,9 \text{ kN}$.

$$D'où t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u} = \frac{201 \times 4.40 \times 400}{2.5 \times 588,9 \times 10^3} = 0,24 \text{ cm}$$

d) Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)**-Dans la zone nodale**

$$t \leq 10 \text{ cm}$$

On opte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante

$$t \leq \min 10 \phi_l^{\min} = 12 \text{ cm}$$

On opte un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$

P.S :

A la zone nodale qui est très sensible aux séismes, on met des armatures en U superposées avec alternances d'orientation, à fin de la consolider et ainsi la rendre moins vulnérable

.e) Longueur de recouvrement

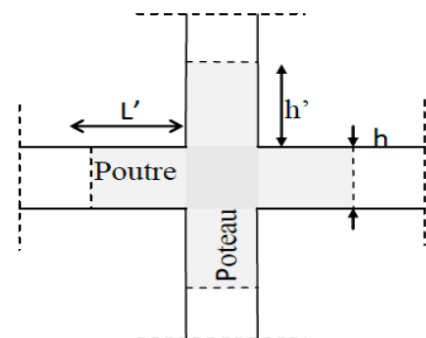
Pour la zone IIa $L_r = 40 \Phi$

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

f) Délimitation de la zone nodale

b_1, h_1 : Dimensions du poteau. h_e : Hauteur entre nu des poteaux.

$$h' = \max \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm}$$



- ◆ poteaux du RDC et ET1 50 × 50 :

$$h' = \max \frac{340}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} = \max 56,66; 40, 40; 60 = 60 \text{ cm}$$

- ◆ Poteaux ET2, ET3, ET4 35 × 35 :

$$h' = \max \frac{306}{6}, 35, 35, 60 \text{ cm} = \max 51; 35, 35; 60 = 60 \text{ cm}$$

g) Longueur d' ancrage

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}; \tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi \cdot f_{t28} = 2.835; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

Pour les HA14 = 50 cm; pour les HA12 = 42 cm

- Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_{tmin} = 0.3 \% St_{xb1}$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_{tmin} = 0.8 \% St_{xb1}$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

Poteaux du RDC, ET1 40 × 40 : $\lambda_g = 5,95 < 5$

Dans la zone nodale

$$A_{tmin} = 0.3 \% St_{xb1} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 <: A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

→ cv

Dans la zone courante

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

$$A_{tmin} = 0.3 \% St_{xb1} = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2 <: A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2$$

→ cv

- ◆ poteaux ET2-ET4 35 × 35 : $\lambda_g = \frac{189}{35} = 5.4 > 5 \rightarrow \rho = 0.075$

Dans la zone nodale $A_{tmin} = 0.3 \%$

$$Stxb1 = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 <: A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{cv}$$

Section (cm) ²	Cas	N kn	M kn.m	e _s cm	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	Obs
40 × 40	1	-31,71	18,157	-57,25	6,66	SPC	2,05	15,2	CV
	2	-711,68	8,236	-1,15	6,66	SEC	3,93		CV
	3	-336,51	30,48	-9,05	6,66	SPC	2,86		CV

Dans la zone courante

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

$$A_{tmin} = 0.3 \% \text{ Stxb1} = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2 <: A_{tadop} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{cv}$$

h) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à La limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} b \times d$$

◆ Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants

Poteaux zone1 RDC, ET1

Remarque : cas 1= (N_{max} et M_{cor}), cas 2= (N_{min} et M_{cor}), cas 3= (M_{max} et N_{cor}).

Poteaux zone2

Section (cm) ²	Cas	N kn	M kn.m	e _s cm	$\frac{h}{6}$	nature	A _{min}	A _{adoptée}	Obs
35 × 35	1	-3,51	0,021	0,59	5,83	SEC	3,93	15,2	CV
	2	-417,89	17,324	4,14	5,83	SEC	7,12		CV
	3	-93,26	36,361	38,98	5,83	SPC	2,69		CV

VII -1-4) Vérifications à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton et dans les aciers δ_{bc} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\overline{\delta_{bc}}$ et $\overline{\delta_{st}}$

Contrainte admissible dans l'acier $\overline{\delta_{st}} = 348MPa$

Contrainte admissible dans le béton $\overline{\delta_{bc}} = 15MPa$

δ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

δ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

δ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

δ_{bs} : Contrainte max dans les aciers supérieurs

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Remarque :

Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des tractions

b)-Vérification des contraintes

Tableau récapitulatif des contraintes

Le calcul des contraintes : est résumé dans les tableaux suivants :

Remarque : cas 1= (N_{max} et M_{cor}), cas 2= (N_{min} et M_{cor}), cas 3= (M_{max} et N_{cor}).

Section	Cas	Ns	Ms	$\delta_{bc\ sup}$	$\delta_{bc\ inf}$	$\delta_{st\ inf}$	$\delta_{st\ sup}$	$\bar{\delta}_s$	$\bar{\delta}_b$	OBS
40 X 40	1	-44,03	25,22	1,9	0,0	0,3	0,2	348,00	15,00	CV
	2	-984,79	11,485	6,6	1,8	43,3	17,7	348,00	15,00	CV
	3	-465,44	42,514	4,4	0,0	60,2	0,7	348,00	15,00	CV

	Cas	Ns	Ms	$\delta_{bc\ sup}$	$\delta_{bc\ inf}$	$\delta_{st\ sup}$	$\delta_{st\ inf}$	$\bar{\delta}_s$	$\bar{\delta}_b$	OBS
35 X 35	1	-4,81	0,029	0,0	0,0	0,3	0,2	348,00	15,00	CV
	2	-577,3	24,148	3	1	43,3	17,7	348,00	15,00	CV
	3	-114,33	49,754	2,9	0,0	36,2	48,6	348,00	15,00	CV

Les contraintes dans l'acier et dans le béton non pas atteint les contraintes admissibles.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Poteau	section cm^2	Barres longitudinales	Barres transversales	St cm zone nodale	St cm Zone courante
Zone1	40× 40	8HA12+4HA14	4 Φ 8	10	12
Zone2	35× 35	8HA12+4HA14	4 Φ 8	10	12

Tab VII-1-4 : Résumé ferraillage des poteaux

V-2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1.35G + 1.5Q (BAEL). ELU

G+Q (BAEL) ELS

G + Q ± E (RPA99 révisé 2003).

0.8G ± E (RPA99 révisé 2003).

V-2-1 Recommandations du RPA99

● Armatures longitudinale

-Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

Poutres principales (25 × 35) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 × 30) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales : (20 × 35)

$A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 35 = 28 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

Poutres secondaires : (25 × 30)

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIIb.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

● Armatures transversales:

les quantités minimales des armatures transversales est de : $A_t = 0.003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de

$St = \min\left(\frac{h}{12}; 12\phi\right)$ en zone nodale.

$St = \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

St : Espacement maximum entre les armatures transversales

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

V-2-2 les Etapes de calcul armature longitudinale

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ MPa}$$

situation courante

pour $\gamma_b=1.5$ $f_{bu} = 14.2MPA$

$\gamma_s=1.15$ $\overline{\sigma_{st}}=348MPA$

situation accidentelle

pour $\gamma_b=1.15$ $f_{bu} = 21.73MPA$

$\gamma_s=1.00$ $\overline{\sigma_{st}}=400MPA$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$\theta=1$: si $t > 24h$,

$\theta=0.9$: si $1h \leq t \leq 24h$,

$\theta=0.85$: si $t < 1h$,

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28}(MPA)$	$f_{bu}(MPA)$	$f_e(MPA)$	$\overline{\sigma_{st}}(MPA)$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.73	400	400

Tableau V.1: Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante.

●Sens transversal (poutres principales)

ETAGE	POSITION	COMBINAISON	M_u (KNm)
RDC	Travée	ELU	43.607
	Appuis	ACC	-53.466
1	Travée	ELU	43.29
	Appuis	ACC	-57.454
2	Travée	ELU	45.691
	Appuis	ACC	-59.832
3	Travée	ELU	44.708
	Appuis	ACC	-62.067
4	Travée	ELU	43.352
	appuis	ACC	-50.588

Tableau V.2: Différentes sollicitations (poutre principale)

◆Sens longitudinal (Poutres secondaires):

ETAGE	POSITION	COMBINAISON	M_u (KNm)
RDC	Travée	ELU	7.446
	Appuis	ACC	-17.989
1	Travée	ELU	7.538
	Appuis	ACC	-26.49
2	Travée	ELU	7.635
	Appuis	ACC	-31.528
3	Travée	ELU	8.17
	Appuis	ACC	-34.094
4	Travée	ELU	7.922
	appuis	ACC	-20.888

Tableau V.3: Différentes sollicitations (poutre solidaires)

V- 2-3 Détermination du type de ferrailage des poutres

1) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

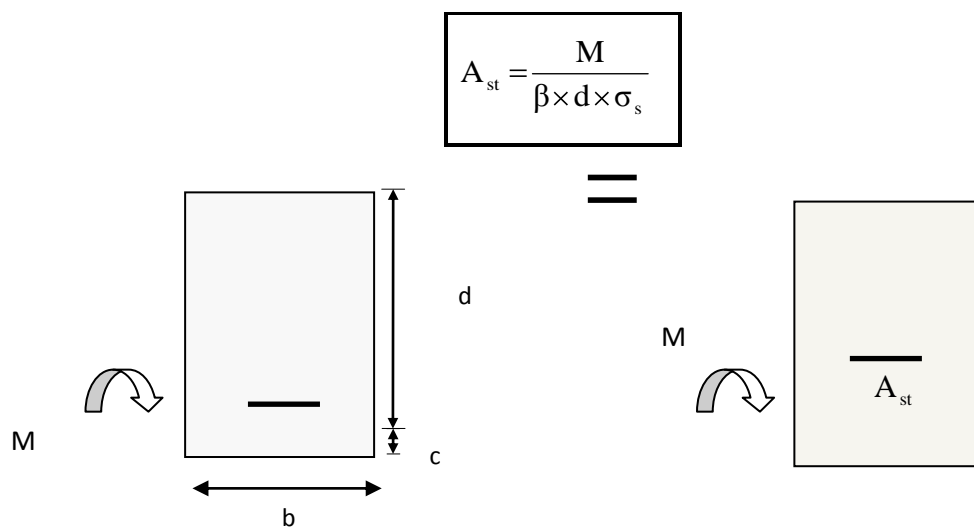
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas** : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

Les armatures tendues sont calculées comme suit :



avec : M_u : moment de flexion à l'E.L.U.

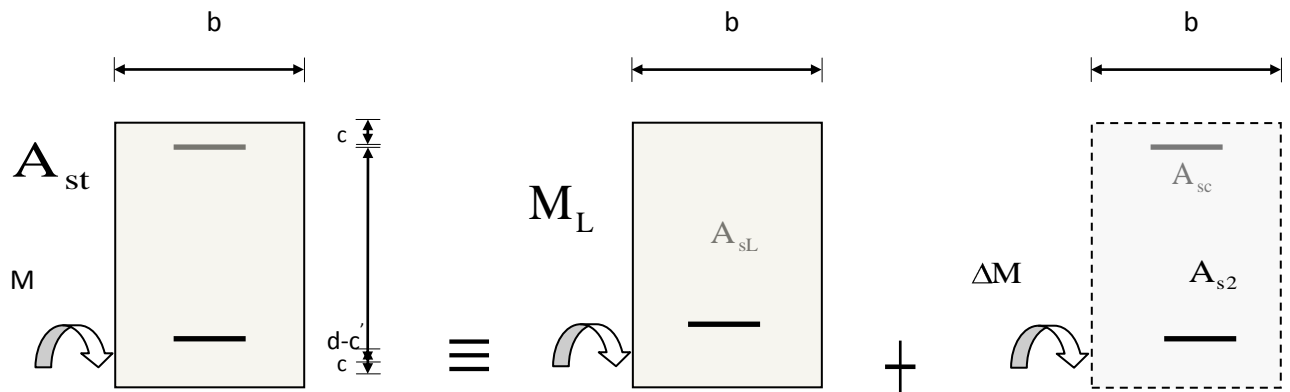
b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$). $c = 3\text{cm}$

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(-c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(-c') \times \sigma_s}$$

◆Poutres Principales

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Etage		Mu(KN.m)	μ	obs	β	As(cm ²)	Amin(cm ²)	ferrailage	Aadopté (cm ²)
RDC	Travée	43.607	0.119	SSA	0.7155	5.472	4.375	3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
	Appuis	-53.466	0.096	SSA	0.724	5.769		3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
1	Travée	43.29	0.119	SSA	0.7155	5.433	4.375	3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
	Appuis	-57.454	0.103	SSA	0.721	6.225		3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
2	Travée	45.691	0.125	SSA	0.7135	5.750	4.375	3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
	Appuis	-59.832	0.107	SSA	0.7195	6.496		3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
3	Travée	44.708	0.122	SSA	0.7145	5.618	4.375	3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
	Appuis	-62.067	0.111	SSA	0.718	6.753		3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
4	Travée	43.352	0.119	SSA	0.7155	5.440	4.375	3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01
	Appuis	-50.588	0.091	SSA	0.726	5.443		3HA14 FIL 3HA12 CHAP	8.01

Tableau V.4: ferrailage des poutres principales.

◆Poutre secondaire

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci- après :

Etage		Mu(KN.m)	μ	obs	β	As(cm ²)	Amin(cm ²)	ferrailage	Aadopté (cm ²)
RDC	Travée	7.446	0.028	SSA	0.986	0.803	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-17.989	0.045	SSA	0.977	1.70		4HA12	4.52
1	Travée	7.538	0.029	SSA	0.9855	0.81	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-26.49	0.066	SSA	0.966	2.53		4HA12	4.52
2	Travée	7.635	0.029	SSA	0.9855	0.82	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-31.528	0.079	SSA	0.9585	3.04		4HA12	4.52
3	Travée	8.17	0.031	SSA	0.9845	0.88	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-34.094	0.086	SSA	0.955	3.30		4HA12	4.52
4	Travée	7.922	0.030	SSA	0.985	0.85	3.75	4HA12	4.52
	Appuis	-20.888	0.052	SSA	0.973	1.98		4HA12	4.52

Tableau V.5: ferrailage des poutres principales

V- 2-4 Vérification à l'ELU

●Condition de non fragilité du béton (article B.6.4 BAEL 91)

Il faut vérifier : $A_{st} > A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

poutre principale :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0.694cm^2$$

poutre secondaire

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.815cm^2$$

avec :

poutre principale :

$$A_s \text{ adop} = 8.01cm^2 > A_{min} = 0.694cm^2$$

poutre secondaire :

$$A_s \text{ adop} = 4.52cm^2 > A_{min} = 0.815cm^2$$

$$A_{adopté} > A_{min} \quad \text{CV}$$

● **Influence de l'effort tranchant aux appuis (ART-4-2-1 /BAEL91)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_b}$$

Poutre principale :

$$T_u = 1.202 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,32 \times 0,25}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

condition vérifier

poutre secondaire :

$$T_u = 6.022 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,27 \times 0,25}{1,5} = 405 \text{ KN}$$

condition vérifier

● **Vérification de l'effort tranchant (ART- A-5-2-1)**

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \tau_u$

La fissuration étant peu préjudiciable,

$T_{u\max}$: effort tranchant max à l'ELU

$$\text{Avec : } \tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min(3,33, 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutre principale : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.202 \cdot 10^3}{250 \times 320} = 0,015 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

$$\text{Poutre secondaire : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{6.022 \cdot 10^3}{250 \times 270} = 0,89 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

● **Vérification de l'adhérence des barres (ART- 4-2-1 /BAEL91)**

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$ ($\Psi_s = 1,5 \rightarrow$ hautes adhérences).

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

Poutre principale : Avec : $T_u = 1.202 \text{ KN}$ (3HA14 + 3HA12)

$$U_i = n \times \Phi \times \pi = 3 \times 14 \times 3,14 + 3 \times 12 \times 3,14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{1.202 \cdot 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.017MPa \leq \tau_{se} = 3.15MPa \quad \text{CV}$$

Poutre secondaire : Avec : $T_u = 6.022 \text{ KN}$ (4HA12)

$$U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 12 \times 3.14 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{6.022 \cdot 10^3}{0.9 \times 27 \times 150.72} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.64 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

•Longueur de scellement droit des barres

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir

un bon ancrage droit.
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

pour HA10 :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

pour HA12 :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

pour HA14 :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A.

Pour les HA10 : $l_c = 14.10 \text{ cm}$.

Pour les HA12 : $l_c = 17 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_c = 19.75 \text{ cm}$.

•Calcul des armatures transversales

a)Poutres principales (25.35)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_e \right\}$$

$$\Phi \min \leq (10 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 12 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

b) Poutres secondaire (25.30)

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\}$$

$$\Phi \min \leq (8.57\text{mm}, 25\text{mm}, 12\text{mm}) = 8.57\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

Espacement max des armatures transversales Selon (Art 7.5.2.2 RPA.91)**a) Poutres principales**

En zone nodale (appuis)

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\text{cm} \right) = \min(8.75 ; 14.4 ; 30) = 8.75\text{cm}$$

Soit: $St = 10\text{ cm}$

En zone courante(en travée)

$$St \leq \frac{h}{2} \quad St \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$$

Soit: $St = 15\text{ cm}$

b) Poutres secondaire

En zone nodale (appuis)

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30\text{cm} \right) = \min(7.5 ; 14.4 ; 30) = 7.5\text{cm}$$

Soit: $St = 10\text{ cm}$

En zone courante (travée)

$$St \leq \frac{h}{2} \quad St \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

Soit: $St = 15\text{ cm}$

•Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L_{st} est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée. $L' = 2h$

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

Poutres principales PS : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$.

•Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{t \min} = 3\% \sigma_t \times b$$

Poutres principales PP : $A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{cm}^2$

$$A_{\min} = 1.125 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

Poutres secondaire PS : $A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{cm}^2$

$$A_{\min} = 1.125 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

V-2-5Vérification à L'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

b) Résistance du béton en compression (Art. A.4.5.2-BAEL91)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

on doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$ avec $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} \quad \rho = \frac{100A_s}{bd} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

σ : Contrainte de traction des aciers.

A_a : Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

$k1$ et $\beta1$ sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de $\rho1$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Elément considéré		Aadop Cm ²	Ms(max) kNm	$\rho1$	$\beta1$	k1	σ_s MPa	σ_{bc} MPa	$\sigma_{\square\square}$ $b_{\square\square}$ c MPa	Obs
Poutre principale	travée	8.01	32.76	1.001	0.8605	20.84	148.5	7.12	15	CV
	appuis	8.01	-48.376	1.001	0.8605	20.84	219.3	10.52	15	CV
Poutre secondaire	travée	4.52	5.875	0.669	0.8805	26.845	54.67	2.03	15	CV
	appuis	4.52	-10.545	0.669	0.8805	26.845	98.13	3.65	15	CV

Tableau V.6: vérifications à l'ELS

c)Etat limite de déformation de la flèche

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite f

Valeurs limites de la flèche (Art B.6.5,3/BAEL91 modifiée 99)

$$\text{pour } L \leq 5\text{m} \quad f = \frac{L}{500}$$

$$\text{pour } L > 5\text{m} \quad f = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec : L : la portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{sens XX : } f = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94\text{cm}$$

La flèche lue par l'ETABS est : $f = 0.029\text{cm}$

$f = 0.029\text{ cm} < f = 0.94\text{cm}$ condition vérifier

$$\text{sens YY : } f = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98\text{cm}$$

La flèche lue par l'ETABS est : $f = 0.040\text{cm}$

$f = 0.040\text{ cm} < f = 0.98\text{cm}$ condition vérifier

Conclusion : La flèche est vérifiée.

V-III Ferrailage des voiles

V-III-1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

V-III-2 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$

Pour réduire le calcul on a décomposé la structure en deux zones de calcul :

Zone I : RDC et 1^{er} étage

Zone II : 2eme étage et 3eme étage et 4eme étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on Adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

VL1 POUR : VL1.VL2.VL3.VL4.VL5

POUR VL2 : VL6.VL7.VL12

POUR VT : VT8.VT9.VT10.VT11

V-III-3 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a)calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

B : section du voile

I : moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans les calculs il est pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d).

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur du voile calculé entre nus du planchers

L_c : longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

b) calcul des efforts normaux

◆Section entièrement comprimée

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

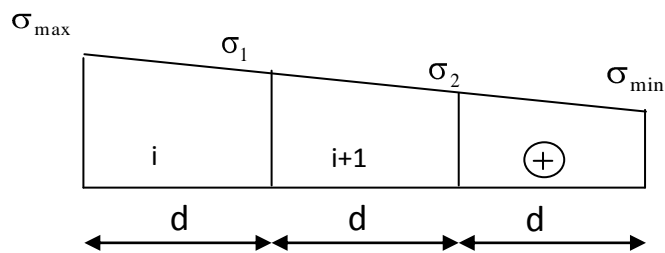


fig V-1 Section entièrement comprimée

◆Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

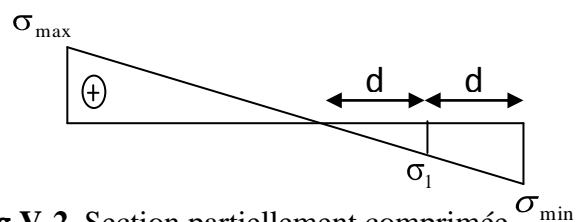


fig V-2 Section partiellement comprimée

◆Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

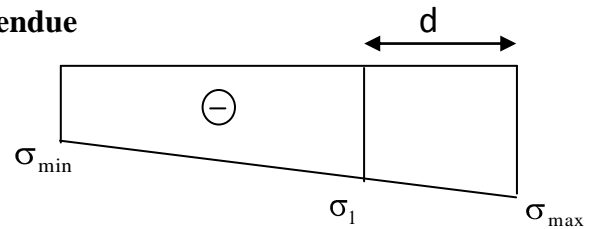


fig V-3 Section entièrement tendue

c) Armatures verticales

◆Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i + Bt \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Bt : section du la bande Bt=d.e

$$A_{min} \geq 4\text{cm}^2 / \text{ml} \text{ et } 0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

◆Section partiellement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad A_{min} \geq \max\left(B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,002B\right)$$

◆Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad A_{min} = \max\left(\frac{N_i}{2\sigma_s}; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

d) armature minimale (RPA99)

$$A_{min} \geq 2\%(B^t)$$

B^t : section du béton tendu

e) Armatures horizontales ART7.7.4.2 RPA99/V2003

les armatures horizontales doivent être munies de crochet à 90° ayant une longueur de 10∅ ; la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0.15B$$

$$A_h \geq \frac{A_{vt}}{4} \quad \text{d ou : } A_h \geq \max\left(\frac{A_{vt}}{4}; 0,15\% B\right)$$

Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

f) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures ; dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad A_{vj} = \frac{1,54V_u}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les effort de traction engendrés par les moments de renversement

g) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

h) Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la Section est supérieure ou égale à **4HA10**, avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i) règles communes

◆ Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{5}(e), 30cm \right]$$

◆ Diamètre maximale

le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile

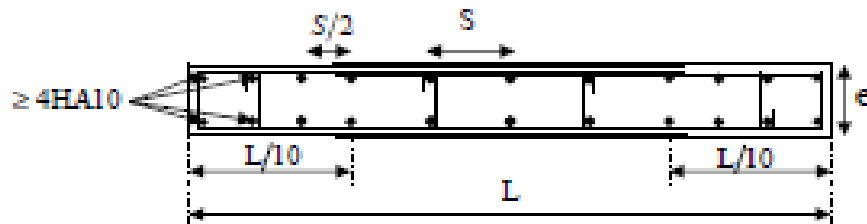


fig V-4 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

◆ Longueurs de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est Possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

V-III-4 Vérification à L'ELS

a) contrainte du béton à L ELU

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A_v} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$N_{ser} = G + Q$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal de service

B : Section du béton comprimé

A_v : Section d'armatures verticales

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

◆D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

$$T = 1,4 \times V_u$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section

◆D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

Avec

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale1 (VL1 VL2 VL3 VL4 VL5) pour la zone I (RDC ET 1 er étage) $L = 1,5 \text{ m}$, $e = 0,2 \text{ m}$; $B = 0,3 \text{ m}^2$

$$I = \frac{e \cdot l^3}{12} = 0,05625 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 0,75 \text{ m}^2$$

les contraintes : $\sigma_{\max} = 5806.1 \text{KN.m}^2$ $\sigma_{\min} = -6717.23 \text{KN.m}^2$

la section est partiellement comprimée

1) calcul de la longueur de zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5806.1}{5806.1 + 6717.23} \times 1.5 = 0.6 \text{m}$$

2) La largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1.5 - 0.6 = 0.9 \text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) on prend :

$$d = \left(\frac{L_t}{2} \right) \quad d = 0.45 \text{m}$$

3) calcul de la contrainte

$$\sigma_1 = \left(1 - d \right) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 3358.615 \text{KN/m}^2$$

4) détermination des effort normaux :

1er bande :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{6717.23 + 3358.615}{2} \times 0.45 \times 0.20 = 453.41 \text{KN}$$

2eme bande :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{3358.615}{2} \times 0.45 \times 0.20 = 151.13 \text{KN}$$

5) calcul des armatures

♦ Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma} = \frac{453.41}{400} \times 10 = 11.3 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma} = \frac{151.13}{400} \times 10 = 3.77 \text{cm}^2$$

♦ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \cdot f_t 28}{f_e}; 0.002B \right\}$$

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.2 \times 0.45}{400} \times 2.1 \cdot 10^4 ; 0.002 \times 0.2 \times 0.45 \cdot 10^4 \right\} = (4.7; 1.8) = 4.7 \text{ cm}^2$$

◆ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 113,11 \cdot 10}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

◆ **Armatures verticales totales**

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 12.38 \text{ cm}^2 / \text{BANDE/NAPPE}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 4.85 \text{ cm}^2 / \text{BANDE/NAPPE}$$

ON ADOPTE

$$AV1 = 2 \times 8HA16 = 2 \times 12.38 = 24.76 \text{ cm}^2$$

$$AV2 = 2 \times 6HA14 = 2 \times 9.24 = 18.48 \text{ cm}^2$$

◆ **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min(1.5 e ; 30) = 30 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

◆ **Armatures horizontales par nappe**

D'après le RPA 99

$$A_H = \max \left(\frac{A_{vad}}{4} ; 0.15 \% B \right) = (8.04; 4.5) = 8.04 \text{ cm}^2$$

Avec : A_v : section d'armatures verticales.

$$\text{SOIT } 8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 15 \text{ cm}$$

◆ **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

Soit HA8.

6) Vérification de la contrainte de cisaillement**♦ D'après le RPA99 révisé 2003**

il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} \quad \tau_b = \frac{1,4Vu}{b \cdot d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 113.11 \cdot 10^3}{200 \times 0.9 \cdot 1500} = 0.58MPa$$

$$\tau_b = 0.58MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

Condition vérifiée

Avec :

b : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section

♦ D'après le BAEL 91

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) = 2.5MPa; \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times 0.9 \cdot h}$$

$$\tau_u = \frac{113.11 \times 10^3}{200 \times 0.9 \cdot 1500} = 0.41MPa$$

$$\tau_u = 0.41MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

condition vérifiée

♦ Vérification La contrainte dans le béton :

il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

$$\sigma_{bc} = \frac{1081.37 \times 10^3}{0.3 \times 10^6 + 15 \times 18.48 \times 10^2} = 3.10 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.10 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

		Zone I			Zone II			
		VL1	VL2	VT	VL1	VL2	VT	
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.5	2.00	2.00	1.5	2.00	2.00	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B (m²)	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.4	
	$V = \frac{L}{2}$	0.75	1	1	0.75	1	1	
	$I = \frac{e \cdot l^3}{12}$	0.0562	0.133	0.133	0.056	0.133	0.133	
	Vu(KN)	113.11	163.94	264.5	101.6	130.23	204.69	
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN.m²)	5806.1	5908.35	8313.38	4798.58	5908.35	3152.12	
	σ_{min} (KN.m²)	-6717.23	-6619.22	-7357.43	-5708.97	-6619.22	-3376.64	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	T=1,4.Vu (KN)	158.354	229.516	370.3	142.24	182.32	286.566	
	LC(m)	0.6	0.94	1.06	0.6	1.02	0.9	
	LT(m)	0.9	1.06	0.94	0.9	0.98	1.1	
	d (m)	0.45	0.53	0.47	0.45	0.49	0.55	
	σ_l (KN.m)	3358.615	3309.61	3678.715	2854.4	3309.61	1688.32	
	N (K N)	N1	453.41	526.22	518.69	385.35	486.51	278.57
N2		151.13	175.40	172.89	256.8	162.17	92.85	
ARMATURES VERTICALES	Av (cm²)	Av1	11.3	13.15	12.96	9.63	12.16	6.96
		Av2	3.77	4.38	4.32	6.42	4.05	2.32
	Avj(cm²)		4.35	6.31	10.18	3.91	5.01	7.88
	A(cm²)	A1 = Av1 + Avj/4	12.38	14.72	15.50	10.60	13.41	8.93
		A2 = Av2 + Avj/4	4.85	5.95	6.86	7.39	5.30	4.29
	Amin (cm²)		4.7	5.56	4.93	4.93	5.15	5.77
	Av adop	Bande 1	32.16	32.16	32.16	32.16	32.16	32.16
Bande 2		18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	18.48	
Choix des	Bande 1	2×8HA16 (16.08)	2×8HA16 (16.08)	2×8HA16 (16.08)	2×8HA16 (16.08)	2×8HA16 (16.08)	2×8HA16 (16.08)	

	barres	Bande 2	2×6HA14 (9.24)	2×6HA14 (9.24)	2×6HA14 (9.24)	2×6HA4 (9.24)	2×6HA14 (9.24)	2×6HA14 (9.24)	
	St(m)	Bande 1	8	8	8	8	8	8	
		Bande 2	15	15	15	15	15	15	
ARMATURES HORIZONTAL ES	$AH_{min} = 0.0015XB$ (cm ²) / nappe		4.5	6	6	4.5	6	6	
	AH /nappe (cm ²)		8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	
	choix des barres / nappe (cm ²)		8HA12 / nappe	8HA12 / nappe	8HA12 / nappe	8HA12 / nappe	8HA12 / nappe	8HA12 /nappe	
	St=15cm		A=9.05 cm ²	A=9.05 cm ²	A=9.05 cm ²	A=9.05 cm ²	A=9.05 cm ²	A=9.05 cm ²	
Armature transversal			4épingles (HA8)						
Vérification des contraintes a l'ELS	Contrainte	τ_u (MPA)	0.41	0.45	0.73	0.37	0.36	0.56	
		$\bar{\tau}_u$	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
		OBS	CV	CV	CV	CV	CV	CV	
		τ_b (MPA)	0.58	0.63	1.02	0.52	0.51	0.79	
		$\bar{\tau}_b$	5	5	5	5	5	5	
		OBS	CV	CV	CV	CV	CV	CV	
	ELS	N_s (KN)	1081.37	603.46	610.2	634.97	364.6	360.11	
		σ_b (MPA)	3.10	1.34	1.36	1.82	0.81	0.80	
		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	15	15	15	15	15	15	
		OBS	CV	CV	CV	CV	CV	CV	

Tableau V-1 : ferrailage des voiles

VI-1 Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts Apportés par la superstructure.

Les fondations sont la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol), et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure.

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa Fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs Extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous Renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$

Type de fondations

Le type des fondations varient selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment doit être implanté, Ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment, nous distinguons deux types :

a- Fondation superficielle

Une fondation est dite superficielle, si l'ancrage reste inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la Fondation, ($\frac{D}{B} < 4$) c'est-à-dire lorsque les couches du terrain capable de reprendre l'ouvrage Sont de faible profondeur, elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain sont Capable de supporter l'ouvrage.

- Les principaux types de fondations superficielles :
 - Les semelles isolées
 - Les semelles filantes : réalisées sous une file de poteaux, ou sous un voile, ou bien mur Rigide.
 - Les radiers : se sont des fondations de grandes dimensions qui couvrent entièrement L'ouvrage.

b- Fondation profonde

Sont les fondations qui transmettent la charge de la surface jusqu'à la couche résistante en Profondeur. Elles sont utilisées lorsque les couches superficielles sont plus capables de Reprendre les efforts de leurs superstructures (sol peu résistant et compressible), donc la Solution est de trouver le bon sol en profondeur :

- Les principaux types de fondations profondes
- Les puits : se sont de fondation semi profondes
- Les pieux

Choix de type de fondations

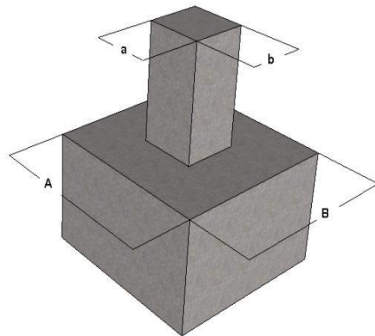
En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelle filante).
- Semelle isolée.
- Radier générale.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable ou un radier.

VI-2 Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC



$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$

Poteau carré

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars} = 0,25 \text{ MPA} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 711.68 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{711.68}{250}} = 1.68 \text{ m} \Rightarrow A = B = 1.68 \text{ m}$$

Conclusion

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes

VI-3 semelles filantes**VI-3-1 Semelles filantes sous les voiles**

Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \quad \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{G+Q}{B L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. ($\bar{\sigma}_{sol} = 0,25$ MPa)

B : largeur de la semelle

L : longueur de voile

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Voile sens longitudinal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m ²)
VL1	254.01	1.5	0.67	1.005
VL2	295.86	1.5	0.78	1.17
VL3	1081.37	1.5	2.88	4.32
VL4	889.85	1.5	2.37	3.555
VL5	340.54	1.5	0.90	1.35
VL6	317.71	2	0.63	1.26
VL7	321.69	2	0.64	1.28
VL8	603.46	2	1.20	2.4
			total	16.34

Tableau VI-1 Surface des semelles filantes sous voiles sens longitudinal

Voile sens transversal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m ²)
VT1	506.53	2	1.01	2.02
VT2	610.2	2	1.22	2.44
VT3	560.2	2	1.12	2.24
VT4	550.53	2	1.10	2.2
			total	8.9

Tableau VI-2 Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est:

$$S_v \text{ tot} = \sum B_i \times L_i = 16.34 + 8.9 = 25.24 \text{m}$$

VI-3-2 Semelles filantes sous poteaux

a) Etape de calcul

◆ Détermination de la résultante des charges

◆ Détermination des coordonnées de la structure R: $R = \sum N_i$

◆ Avec ; e_i : excentricité par rapport au centre de gravité $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$

◆ Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle:

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

avec :

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

◆ Détermination de la largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique 2 (fil de poteaux le plus sollicité)
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns=G+Q (KN)	M _i	e _i (m)	N × e _i (KN.m)
C2	502.73	10,446	-6.7	-3368.29
C8	711.68	8,236	-1.8	-1281.02
C15	626.75	7.104	0.8	501.4
C23	491.41	9.6	5.5	2702.75
	R=∑Ni=2332.57	∑Mi=35.386		∑=-1455.16

Tableau VI-3 : Résultante des charges sous poteaux

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1455.16 + 35.386}{2332.57} = -0.60$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.6m < \frac{L}{6} = \frac{12.2}{6} = 2.03m \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2332.57}{12.20} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.60)}{12.20}\right) = 134.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{2332.57}{12.20} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.60)}{12.20}\right) = 247.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2332.57}{12.20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.60)}{12.20}\right) = 162.98 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la largeur B

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{162.98}{250} = 0.65m$$

On prend $B=1.30m$

D'où: On aura donc, $S = B \times L = 1.30 \times 13.4 = 17.42m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 17.42 \times 4 = 69.68m^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est: $S_t = S_p + S_v$

$$S_t = 69.68 + 25.24 = 94.92m^2$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $\frac{S_t}{S_{batimet}}$

La surface totale de la structure = 270.4075m²

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{94.92}{270,4075} \times 100 = 35.10\%$$

Donc : $S_t < 50 \% S_{bat}$

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 35.10% de la surface totale du bâtiment

($S_s < 50 \% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour des semelles filantes comme fondations

VI-4 Calcule de semelle

VI-4-1 Hauteur de la semelle

$$hs = \frac{B - b}{4} + 5cm$$

Avec

B : largeur de la semelle

hs : Hauteur de la semelle

b : largeur du poteau dans le sens de B

$$hs = \frac{130 - 40}{4} + 5cm = 27.5cm$$

On adopte une hauteur $hs=35cm$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

L= 13.4m

B= 130cm

hs=35cm

VI-4-1 Etude de la poutre de rigidité**VI-4-2-1 Dimensionnement de la poutre de rigidité**

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq hp \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{la largeur : } \frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp$$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié. $L=4,90\text{cm}$

$$\frac{490}{9} \leq hp \leq \frac{490}{6}$$

$$54.44\text{cm} \leq hp \leq 81.67\text{cm}$$

On adopte une hauteur **$hp = 80 \text{ cm}$**

$$\frac{1}{3} \times 80 \leq bp \leq \frac{2}{3} \times 80$$

$$26.67 \leq bp \leq 53.33$$

On adopte une largeur **$bp = 40 \text{ cm}$**

VI-4-2-2 Ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 4 appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé. (Méthode forfaitaire, ou méthodes des trois moments).

Remarque :

Dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Calcul de la charge uniforme**

poteaux	Nu(KN)	M _i	e _i (m)	N × e _i (KN.m)
c2	696.6	26.711	-6.7	-4667.22
c8	969.72	11.485	-1.8	-1745.496
c15	867.77	18.223	0.8	694.216
c23	680.87	13.386	5.5	3744.785
	Σ=3214.96	69.805		Σ=-1973.715

Tableau VI-3 Sollicitations sur la poutre de rigidité

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1973.715 + 69.805}{3214.96} = -0.6m$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3214.96}{12.20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.60)}{12.20}\right) = 224.64 \text{ KN/ml}$$

VI-4-2-3 Calcul des moments isostatiques

$$M_{O1} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{224.64 \times 4,9^2}{8} = 674.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{O2} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{224.64 \times 2,6^2}{8} = 189.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{O2} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{224.64 \times 4,7^2}{8} = 620.28 \text{ KN.m}$$

VI-4-2-4 Calcul du ferrailage

b=40cm h=80cm d=77 cm

exemple de calcul

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{377.5 \times 10^6}{400 \times 770^2 \times 14,2} = 0.112 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée SSA donc $A_s = 0$

$$\mu_b = 0.112 \Rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{377.5 \times 10^3}{0.940 \times 77 \times 348} = 14.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA14+3HA12=18.78cm²/ml.

Avec un espacement de 10cm

Aux appuis :

appuis	Ma (kN.m)	μ	β	Au (cm ²)	Amin	choix	A (adoptée)
1	-377.5	0.112	0.940	14.98	3.71	10HA14+3HA12	18.78
2	-223.26	0.066	0.966	8.62	3.71	10HA14+3HA12	18.78
3	-119.6	0.035	0.9825	4.54	3.71	10HA14+3HA12	18.78
4	-357.9	0.106	0.944	14.14	3.71	10HA14+3HA12	18.78

Tableau VI-3 Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

En travées :

appuis	M_a (kN.m)	μ	β	A_u (cm ²)	A_{min}	choix	A (adoptée)
1 -2	191.81	0.056	0.971	7.37	3.71	10HA14+3HA12	18.78
2 -3	112.8	0.033	0.9845	4.27	3.71	10HA14+3HA12	18.78
3 -4	219.2	0.065	0.9665	8.46	3.71	10HA14+3HA12	18.78

Tableau VI-4 Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

VI-5 Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 77 \times 2,1}{400} = 3.71 \text{ cm}^2$$

en travée: $A_t = 18.78 \text{ cm}^2 > 3.71 \text{ cm}^2$ CV

aux appuis : $A_a = 18.78 \text{ cm}^2 > 3.71 \text{ cm}^2$ CV

- Vérification de la condition de cisaillement

Fissuration non préjudiciable , on doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{162.98 \times 4.9}{2} = 399.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{399.3 \times 10^3}{400 \times 770} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \quad \text{CV}$$

● **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \theta_{\ell}^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{35}; \frac{40}{10}; 1.2 \right\} = \min(2.28; 4; 1.2) = 1.2 \text{ cm}$$

les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\emptyset 8$
on adopte un cadre et un étrier de HA8 , soit $4HA8=2.01\text{cm}^2$

● **Calcul des espacements**

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être :

En zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset l; 30 \right)$$

$$St \leq \min(20; 14.4; 30)$$

$$St \leq 14.4 \text{ cm} \quad \text{on prend } St=10 \text{ cm}$$

$$St \leq \min(10 \emptyset l_{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$St \leq 12 \text{ cm}$$

$$St=10 \text{ cm} \leq 12 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

En zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} \quad St \leq \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } St=15 \text{ cm}$$

$$\text{on a : } At \geq 0,003 St b = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$At = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1,5 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

● **La longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement $l_s \geq 50\emptyset$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être

Effectué avec des crochets de 90° .

VI-6 Vérification à l'ELS

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2332.57}{12.20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.60)}{12.20}\right) = 162.98 \text{ KN/ml}$$

VI-6-1 Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{162.98 \times 4,9^2}{8} = 489.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{162.98 \times 2,6^2}{8} = 137.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{162.98 \times 4,7^2}{8} = 450 \text{ KN.m}$$

exemple d'application**Etat limite de compression du béton**

-Dans le béton : On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_s \quad \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

puis à partir des annexes on tire les valeur de K_1 et β_1

-dans les aciers : on doit vérifier : $\sigma_s \leq \sigma_s = \min(2/3 f_e ; 110 \overline{n.ft28})$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad A = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis : $b=40\text{cm}$ $d=77\text{cm}$

appuis	Ms (kN.m)	ρl	βl	k1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
1	273.8	0.609	0.8845	28.29	7.56	15	Vérifiée
2	161.9	0.609	0.8845	28.29	4.47	15	Vérifiée
3	86.7	0.609	0.8845	28.29	2.39	15	Vérifiée
4	259.6	0.609	0.8845	28.29	7.17	15	Vérifiée

Tableau VI-5 Vérifications des contraintes aux appuis

En travée :

travée	Ms (kN.m)	ρl	βl	k1	σ_{bc}	σ_{bc}	Observation
1-2	139.16	0.609	0.8845	28.29	3.84	15	Vérifiée
2-3	81.83	0.609	0.8845	28.29	2.26	15	Vérifiée
3-4	159.06	0.609	0.8845	28.29	4.39	15	Vérifiée

Tableau VI-6 Vérifications des contraintes en travée

VI-7 Ferrailage de la semelle dans le sens B (largeur de la semelle)

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{Nuf(B-b)}{8.d.\sigma_{st}} \quad Nuf = B.\sigma(3/4).100$$

$$\sigma(3/4) = \frac{2332.57}{1 \times 13.4} = 174.07 \text{ KN/m}^2$$

$$B = 1.30 \text{ m} \quad Nuf = 1.30 \times 191.19 \times 1 \text{ m} = 248.57 \text{ KN}$$

A_B est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm^2/ml).

Ce qui nous donne

$$A_B = \frac{248.57 \cdot 10^3 (1300 - 400)}{8 \cdot 320 \cdot 348} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4 HA 12 = 4.52 cm^2/ml

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_B}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 4 HA 10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

VI-8 Ferrailage de la semelle sous voiles

• Dimensionnement

$$N_s = 610.2 \text{ KN} \quad L = 2 \text{ m} \quad \sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars} = 0,25 \text{ MPA} = 250 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{La largeur de la semelle : } B \geq \frac{610.2}{250 \times 2} = 1.22 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur de la semelle : } h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 \text{ cm}$$

$$h_s \geq \frac{150 - 20}{4} + 5 \text{ cm} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm}$$

• Vérification de la contrainte du sol

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{B.L} = \frac{610.2}{1,5 \times 2} = 203.4 \text{ KN / m}^2 \leq 250 \text{ KN / m}^2 \quad \text{CV}$$

• Calcul des armatures

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$M_u = \frac{N_u (B - b)^2}{8B} \quad M_u = \frac{610.2(1,5 - 0,2)^2}{8(1,5)} = 85.9 \text{ KN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{0,9d\sigma} \quad A = \frac{85.9 \times 10^6}{0,9(370)348} = 7.41 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA14 = 9.24 cm²

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 4 HA 10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

VI-9 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les Semelles de se déplacer ; elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet D'une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN.}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui Solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

(Site :S3 ;zone IIb) α = 12

Dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

- 25 cm × 30 cm : Site de catégorie S2 et S3
- 30 cm × 30 cm : Site de catégorie S4

On adoptera pour notre cas une section de (30 X 35) cm²

Armatures longitudinales

N=224.64 KN

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{224.64}{12} = 18,72 \text{ KN} \quad A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{18,72 \times 10}{348} = 0.5 \text{ cm}^2$$

le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de A= 6HA12 =6,79 cm²

● Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min(1,00; 3; 1.2) = 1.2 \text{ cm}$$

les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8
on adopte un cadre et un étrier de HA8 , soit 4HA8=2.01cm²

● Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S(t) \leq \min(20 ; 15\phi)$$

$$S(t) \leq \min(20 ; 18)$$

On adoptera comme espacement des cadres St=15 cm

Conclusion générale

Quand le projet nous a été confié, Nous avons conscience de la grande tâche à la quelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Apres les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte.
- vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale

Les aspects négatifs :

- Une durée du temps importante pour l'étude et le calcul de ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres. En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil. Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

Bibliographie

Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation

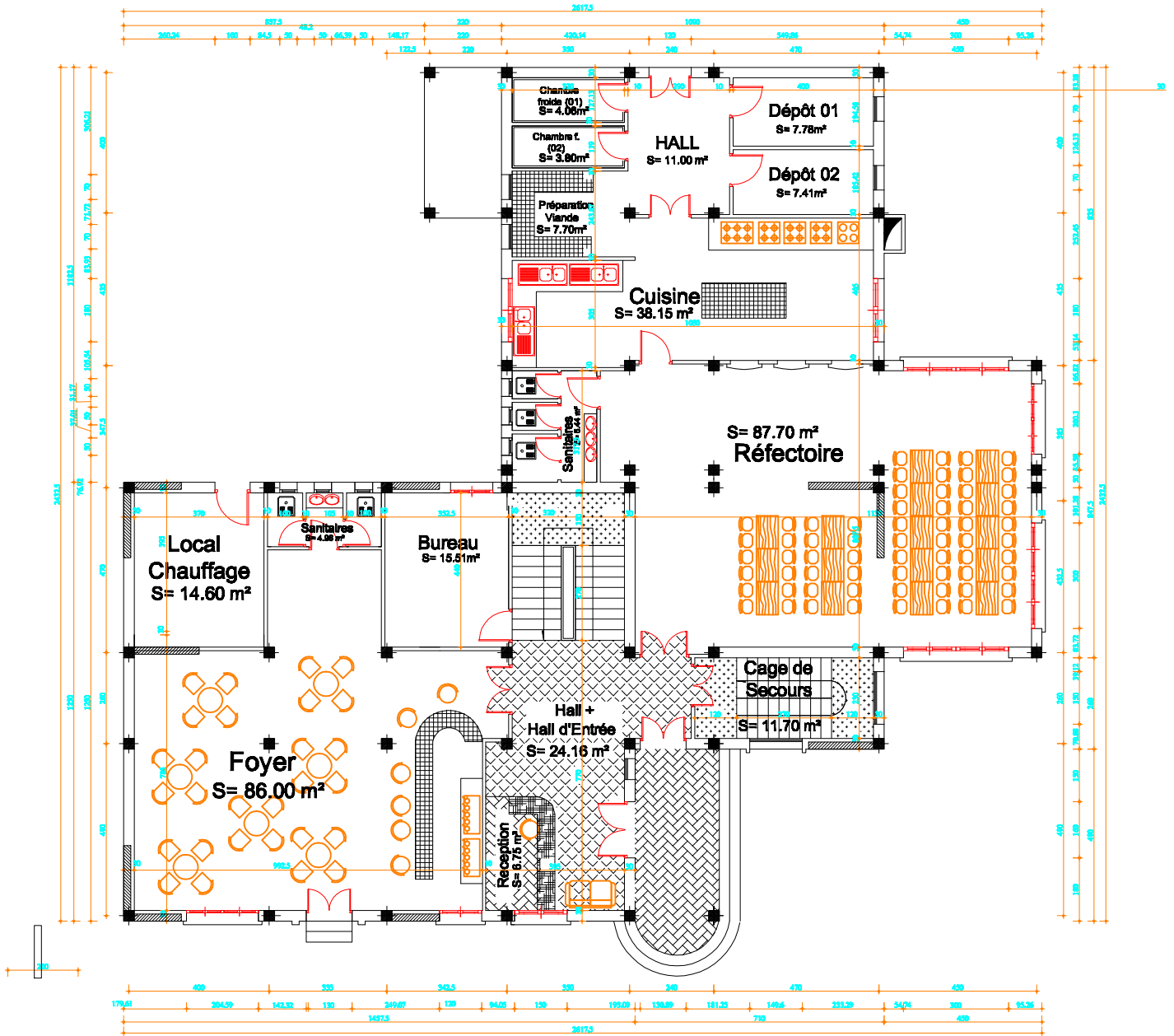
Cours et TD des années de spécialité.

Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

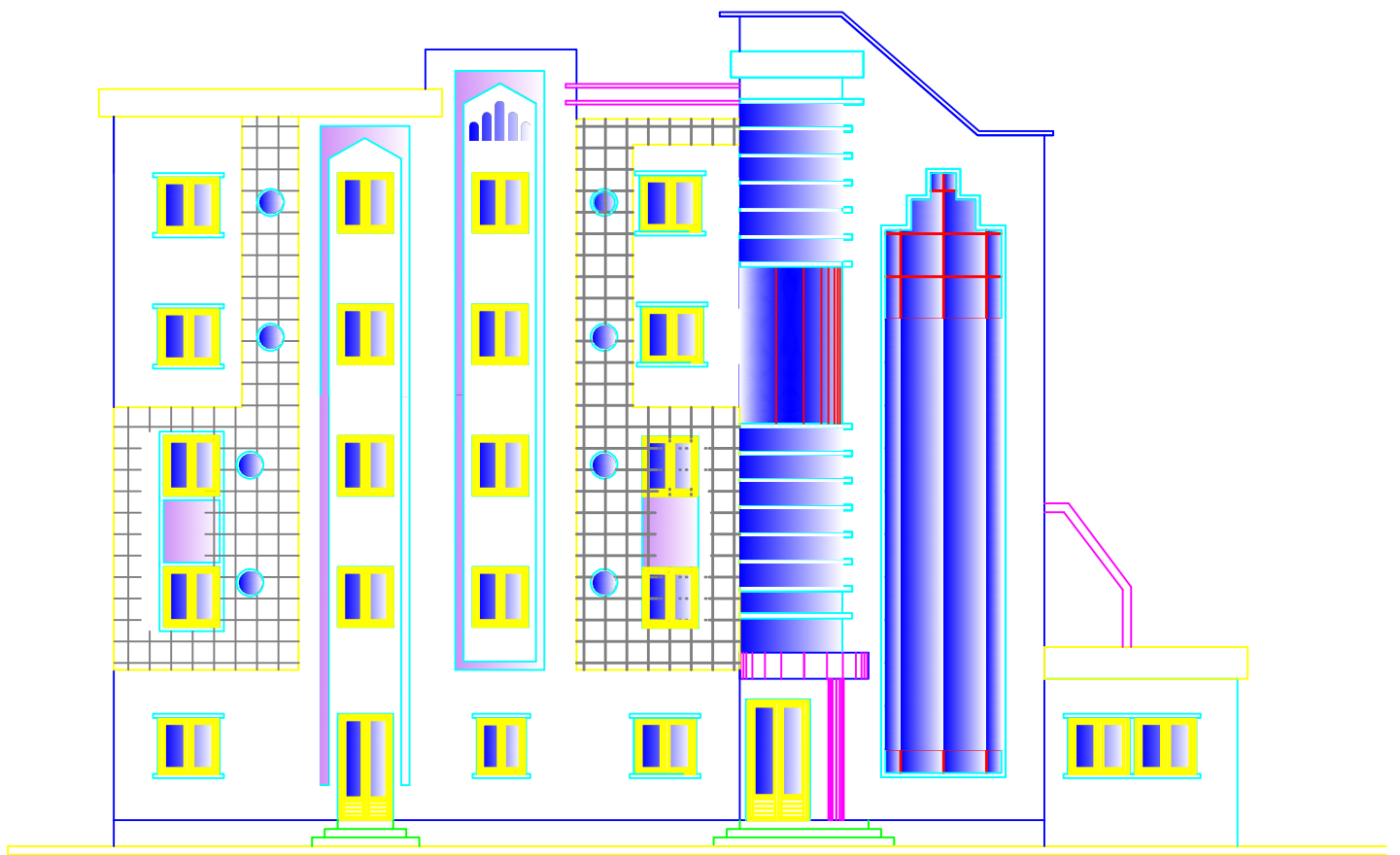
Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0)

Logiciel de dessin AUTOCAD 2009

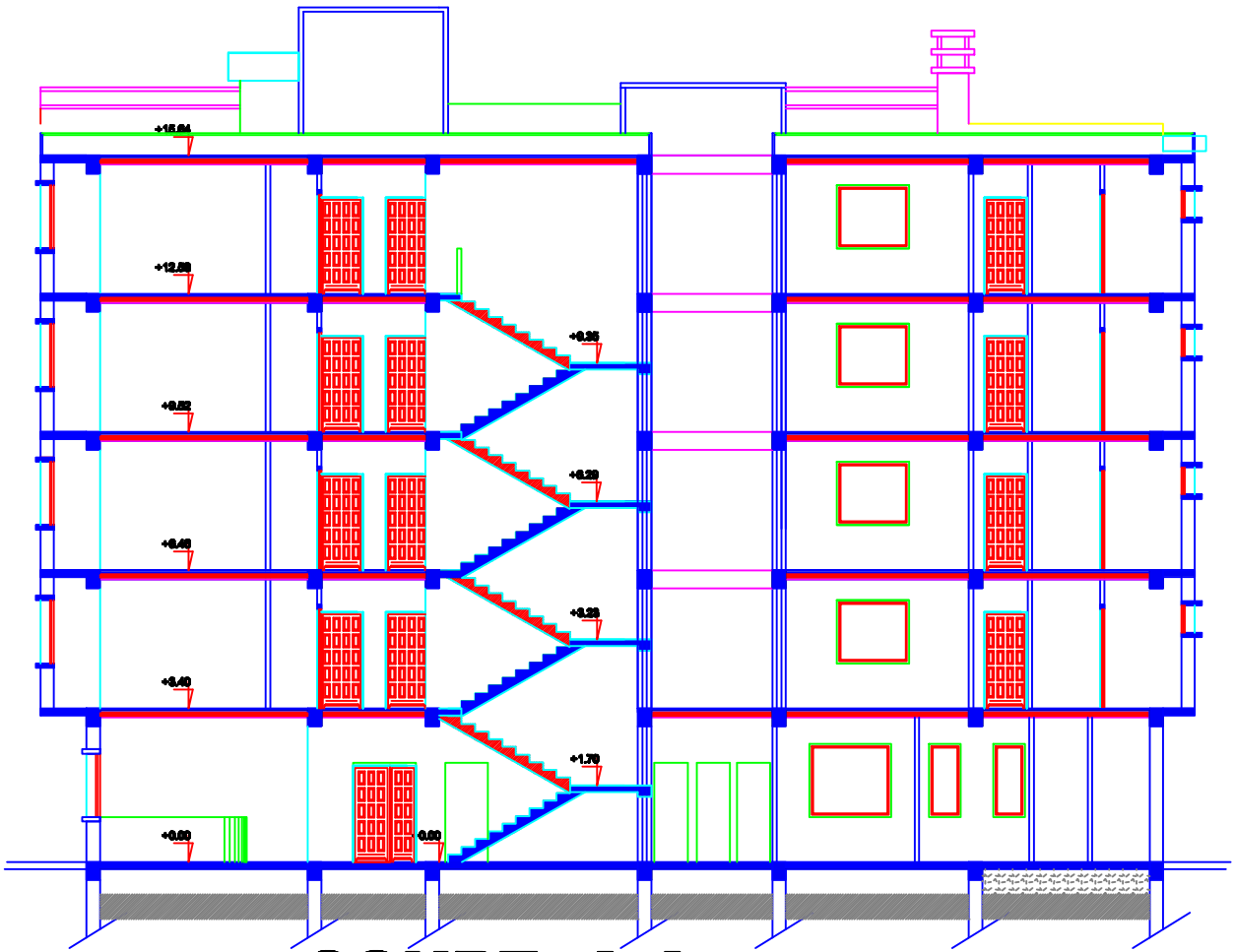
Internet



Plan du RDC

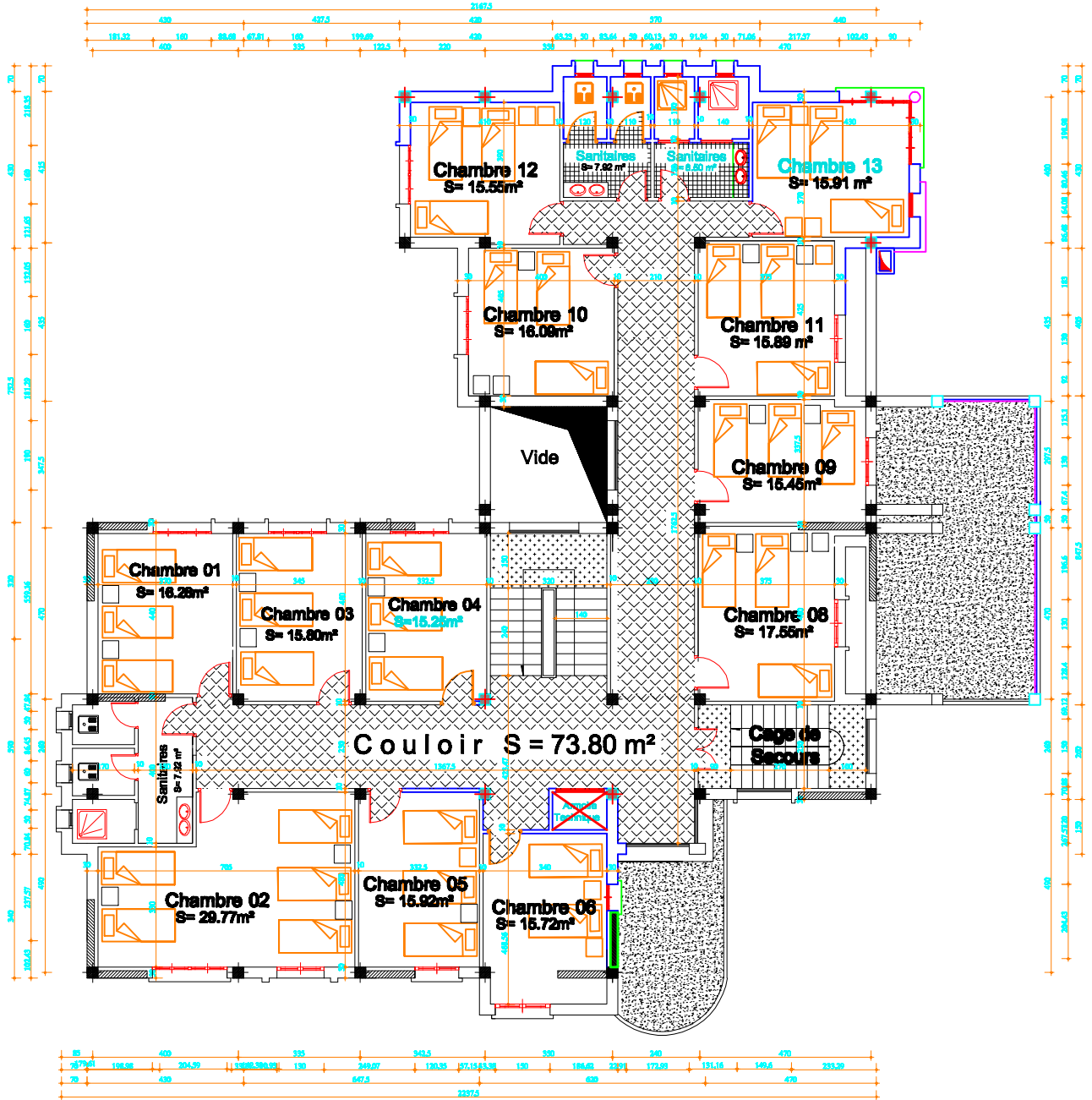


Plan de facade principale

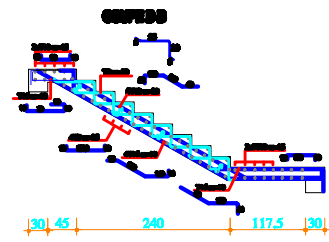
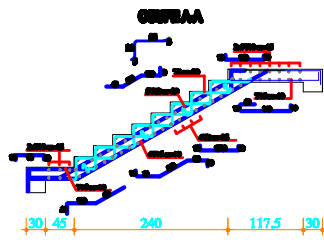
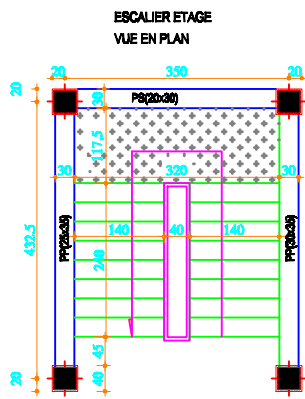


COUPE A-A

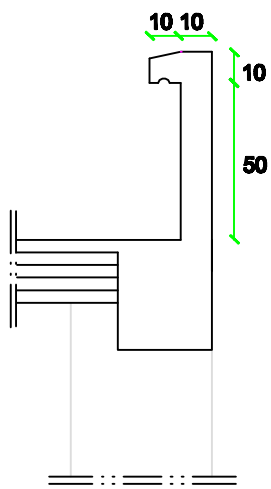
Plan de coupe A-A



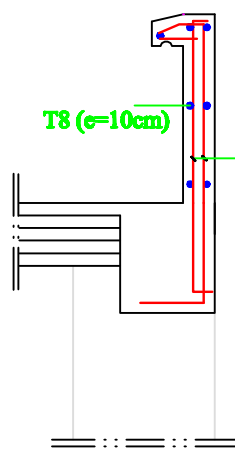
Plan d'étages 2-3-4



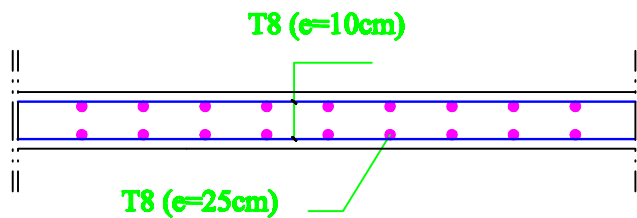
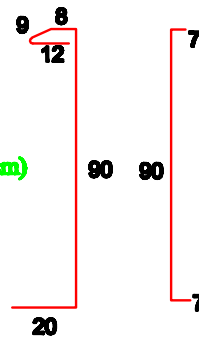
PROJET	
Nom du client	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
Nom de l'ouvrage	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
Date	XXXXXXXXXX
Échelle	1/50



Coffrage Acrotère



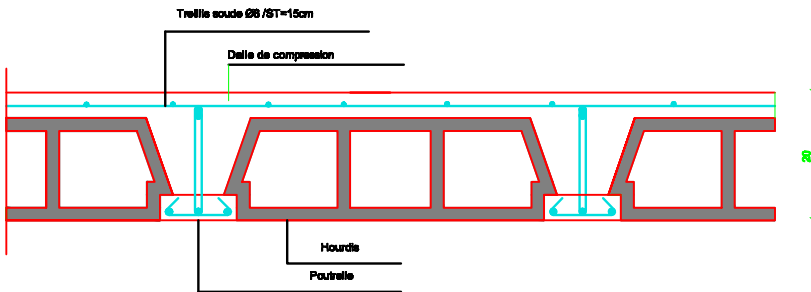
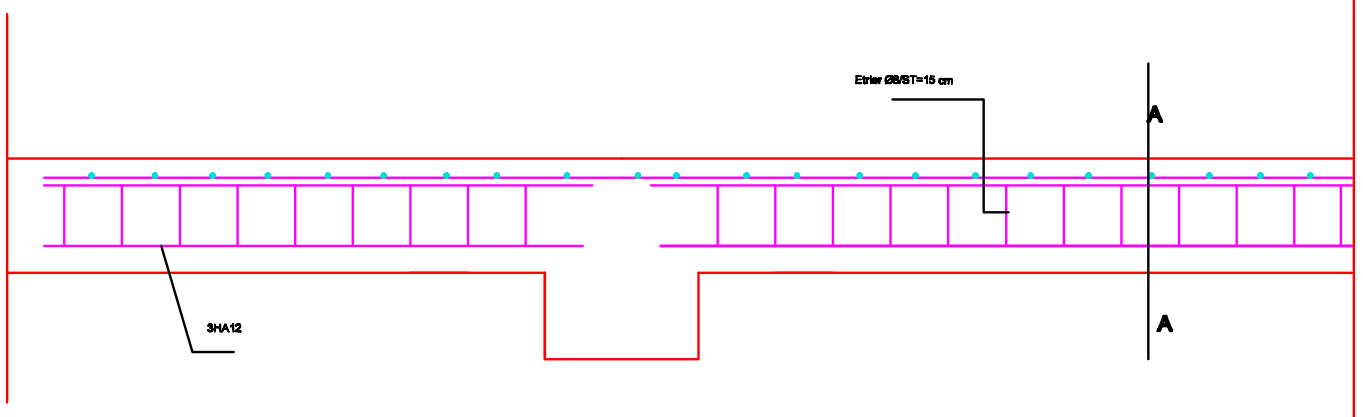
Ferrailage Acrotère



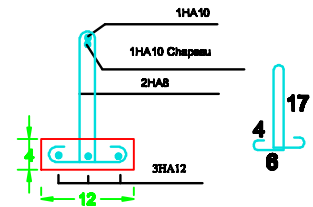
Coupe Transversale

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUZ MAMMEN DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Guediouf Iza Hassani Fatima	TITRE: Coffrage et ferrailage acrotère		
DIRIGE PAR: Mme Akroual			
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE	1/50

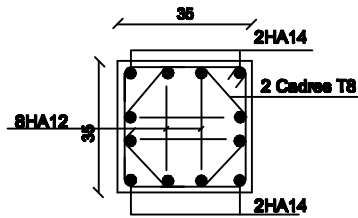
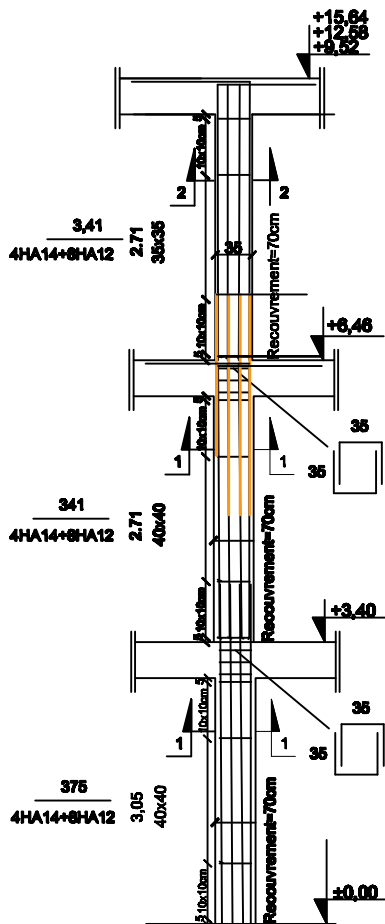


**COUPE TYPE
DETAIL POUTRELLE**

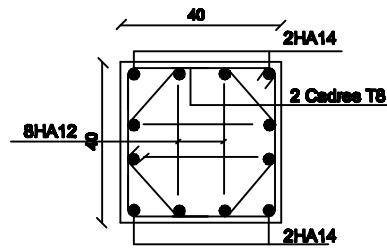
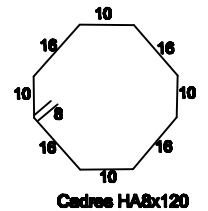
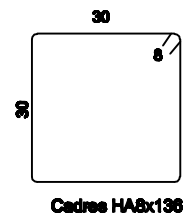


Coupe A-A

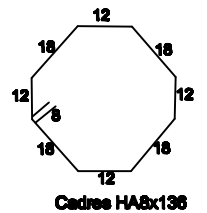
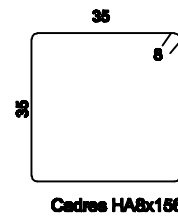
PROJET	
Nom du projet : []	
Date : []	
Nom de l'ingénieur	Fonction de l'ingénieur
[]	[]
Date de []	Mise à jour []
[]	[]



FERRAILLAGE EN COUPE 2-2
POTEAUX : 35 x 35



FERRAILLAGE EN COUPE 1-1
POTEAUX : 40 x 40



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Guachoul Red
Hassani Nabila

DIRIGE PAR:

Mme AKNOUAT

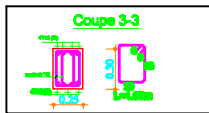
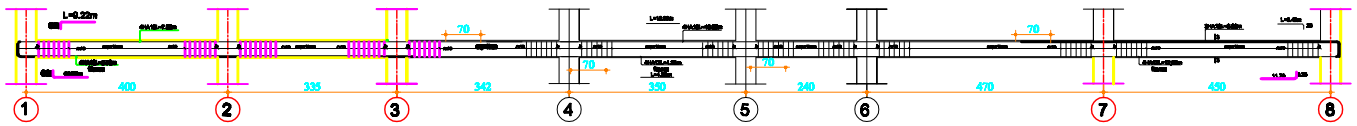
TITRE:

Ferrailage des poteaux

PROMOTION 2016-2017

PLANCHER N°

SCHEMA N° 100



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Gueschioull Izza
 Hassani Fatima

DIRIGE PAR :
 Mme AKmoussel

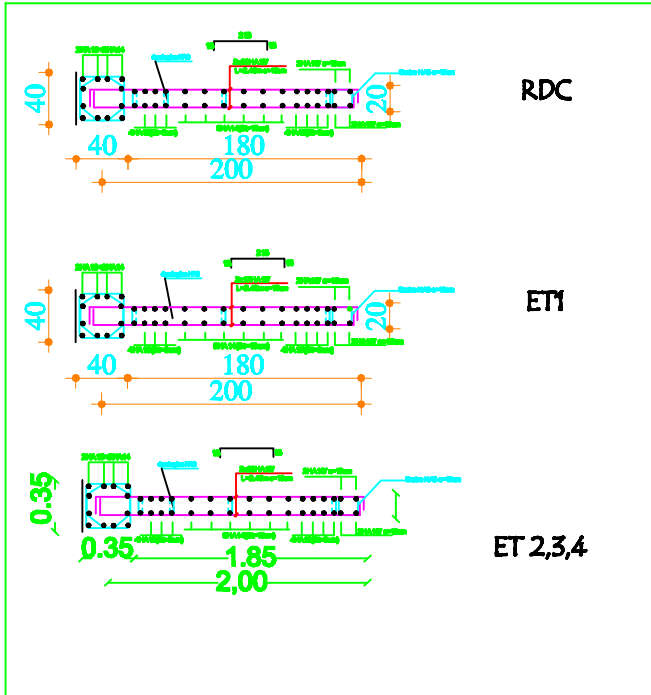
PROMOTION 2016-2017

TITRE:

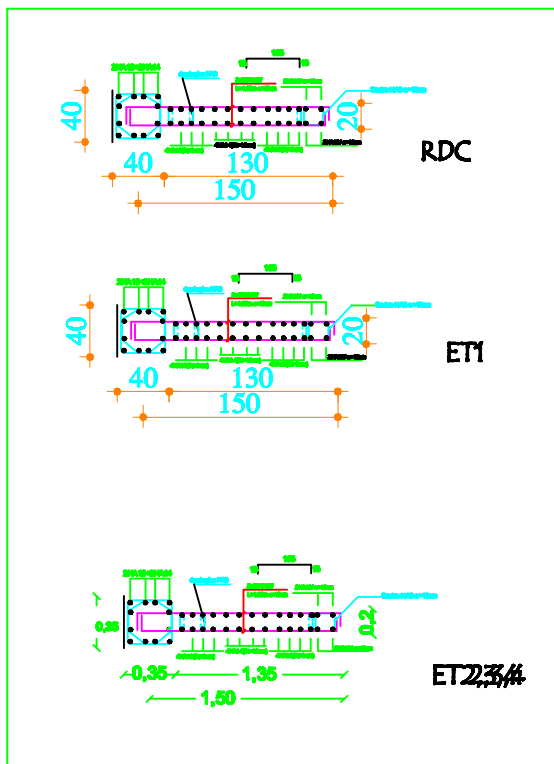
Ferrailage de poutre
 secondaire

PLANCHIN°

ECHELLE: 1/50

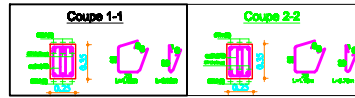
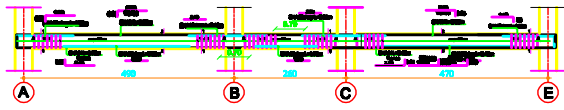


VT,VL

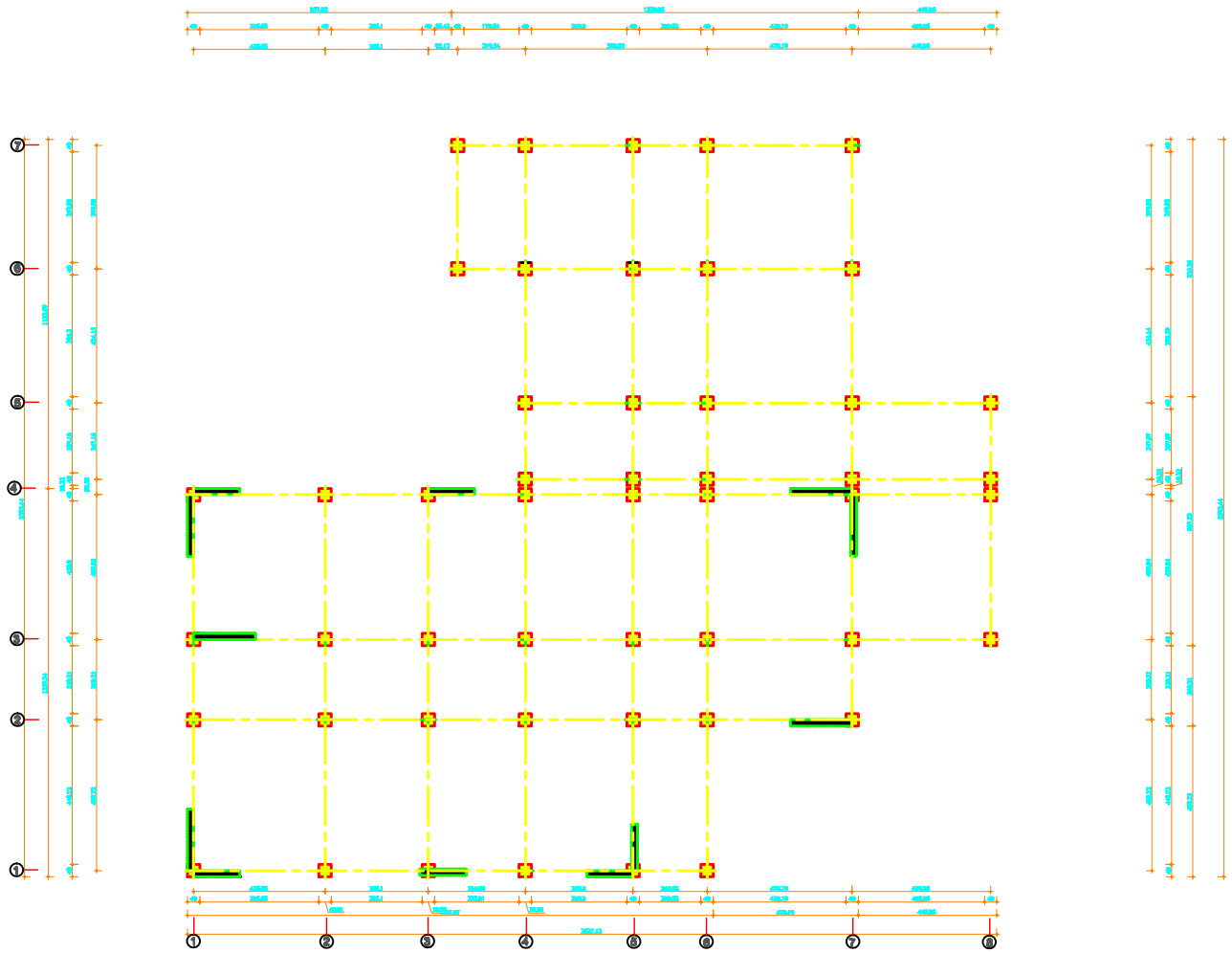


VT,VL

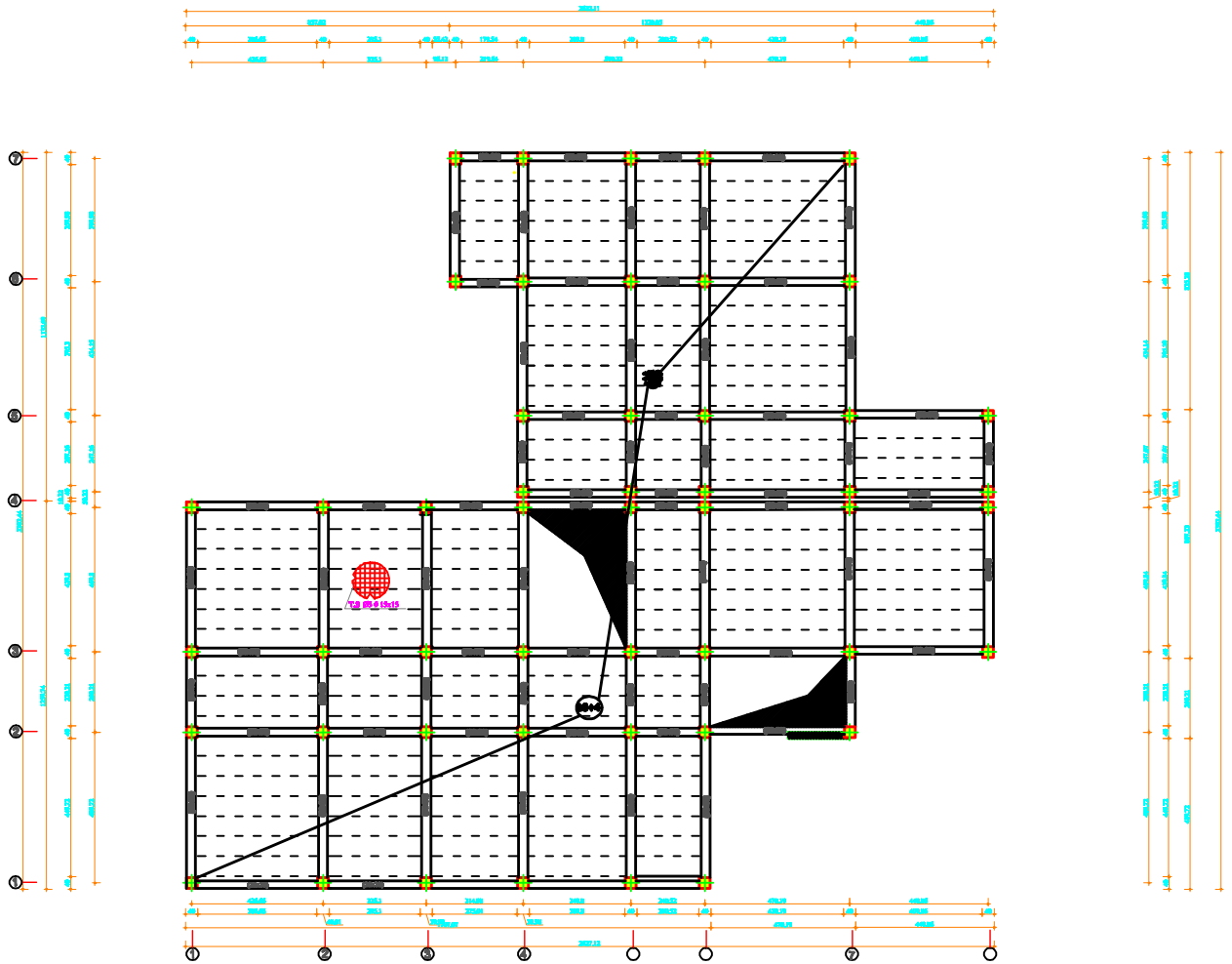
République algérienne démocratique et populaire Université Indépendante de Tizi Ouzou Faculté de Génie Civil Département d'Ingénierie	
PROJET: Etude d'un bâtiment (céléberrum) R+4 usage d'atelier collectif	
PARTIE DU PROJET: Ferraillage des voiles	
Etude par	Guochouil Iza Hassani Mehina Echelle 1/80
Dirigé par	Mme Akroussi



PROJET	
Titre	
Matricule	
Classe	
Année	
Date	
Signature	



Plan de disposition des voiles



Plan de coffrage plancher d'étages courants