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

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment(R+11) à usage d'habitation Structure contreventée par voiles (Application ETABS)

Etudié par:

M^{elle}: BACHIRI NABILA

M^{elle}: HALLI MALIKA

M^{elle}: HAFIS RANDA

Dirigé par :

M^{r} : M.CHARCHAR

Promotion 2013/2014

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Remerciements

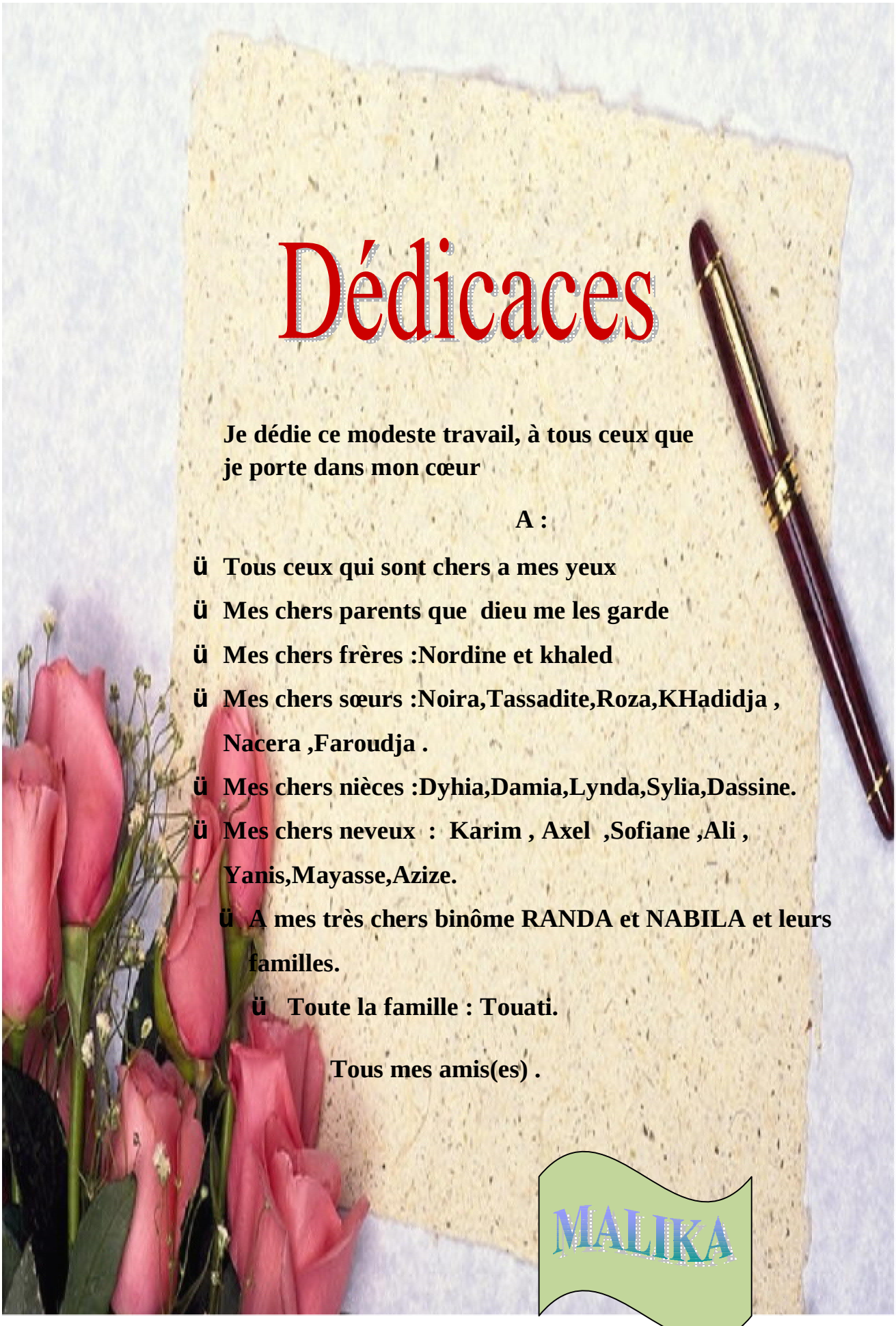
Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous tenons à remercier notre promoteur M^{r} CHARCHAR, de nous avoir suivies et orientées durant l'élaboration de ce mémoire ; et pour ses conseils et ses encouragements.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tout le personnel du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, à tous ceux que je porte dans mon cœur

A :

- **Tous ceux qui sont chers a mes yeux**
- **Mes chers parents que dieu me les garde**
- **Mes chers frères :Nordine et khaled**
- **Mes chers sœurs :Noira,Tassadite,Roza,KHadidja , Nacera ,Faroudja .**
- **Mes chers nièces :Dyhia,Damia,Lynda,Sylia,Dassine.**
- **Mes chers neveux : Karim , Axel ,Sofiane ,Ali , Yanis,Mayasse,Azize.**
- **A mes très chers binôme RANDA et NABILA et leurs familles.**
- **Toute la famille : Touati.**

Tous mes amis(es) .

MALIKA

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- **mes très chers parents, à ceux que je dois tout, et je ne rendrai jamais assez, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, ma mère qui a été a mes cotés et m'a offert l'amour et la tendresse, que dieu les protèges pour moi.**
- **A ma très chère sœur Lydia.**
- **A mes très chères frères : Sofiane et Toufik.**
- **A toute ma famille sans exception : baba Hamid et sa femme …surtout Maya et Fouad.**
- **A mes tentes et mon oncle Ahmed et leurs familles.**
- **A mes très chères copines : Sadia et Meriem de la chambre D3 110 (city oued aissi).et leurs familles.**
- **A mes binômes : Randa, Malika et leurs familles.**
- **A tous mes ami(es) et tous ceux qui me sont très chers.**
- **A toute la promotion Génie Civil 2013-2014.**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sommaire

- **Introduction générale**

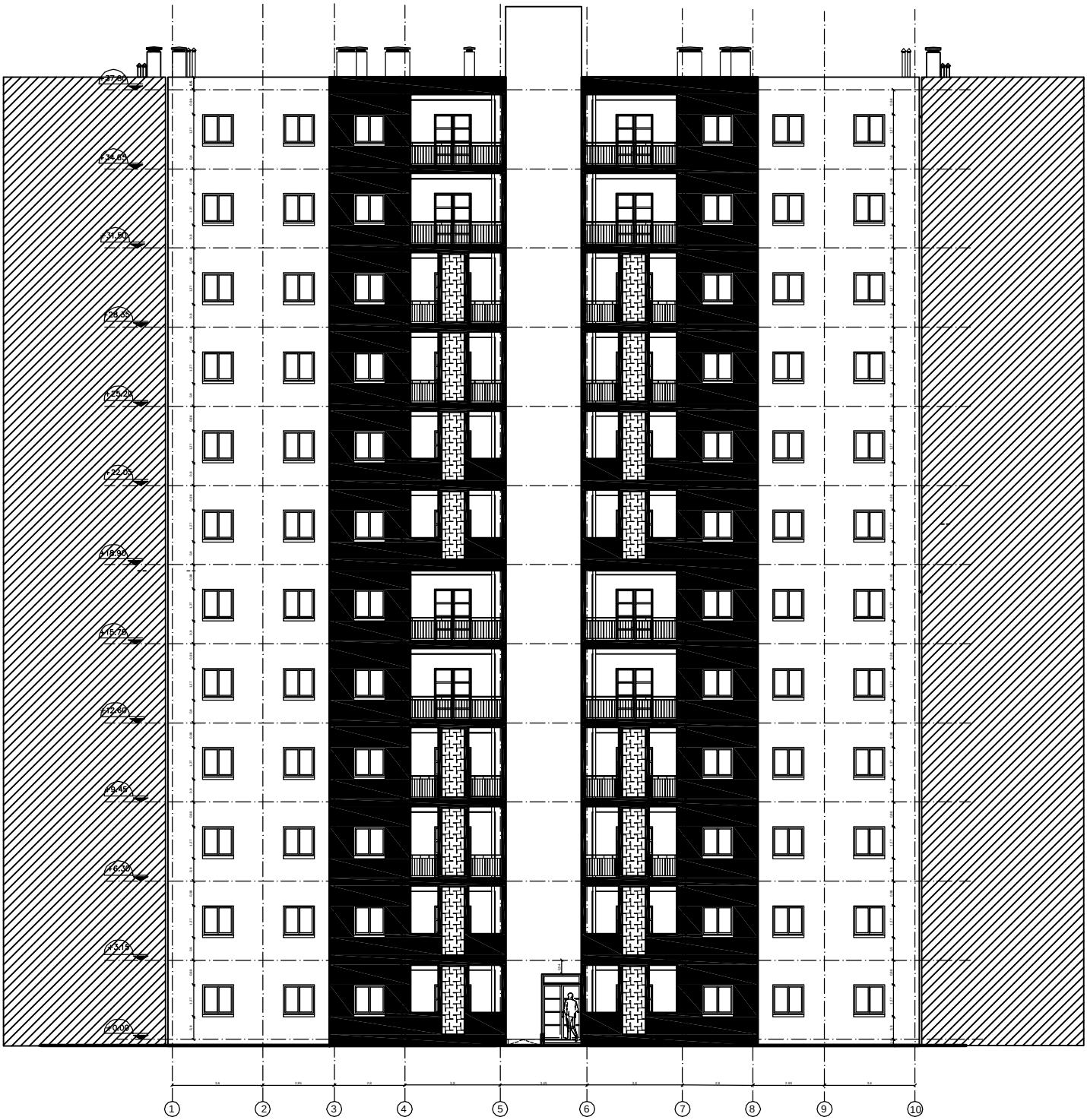
Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage …….....….01
Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments. ……....10
Chapitre 3 : Calcul des éléments :

- 3-1-Acrotère……...….22
- 3-2-Plancher…….. 30
- 3-3- Escalier ……...46
- 3-4- Salle machine ……..…61
- 3-5-Poutre palière……...68
- 3-6- Balcons ……...75
- 3-7-porte à faux ……..….81

Chapitre 4 : Étude de contreventement……85
Chapitre 5 : Présentation du logiciel ETABS……..……96
Chapitre 6 : Vérification selon les exigences du RPA……...110
Chapitre 7 : Ferraillage des éléments :
Chapitre 7-1: Ferraillage des poutres ……....120
Chapitre 7-2 : Ferraillage des poteaux ……..…....134
Chapitre 7-3 : Ferraillage des voiles...……....144
Chapitre 8 : Étude de l'infrastructure….....163

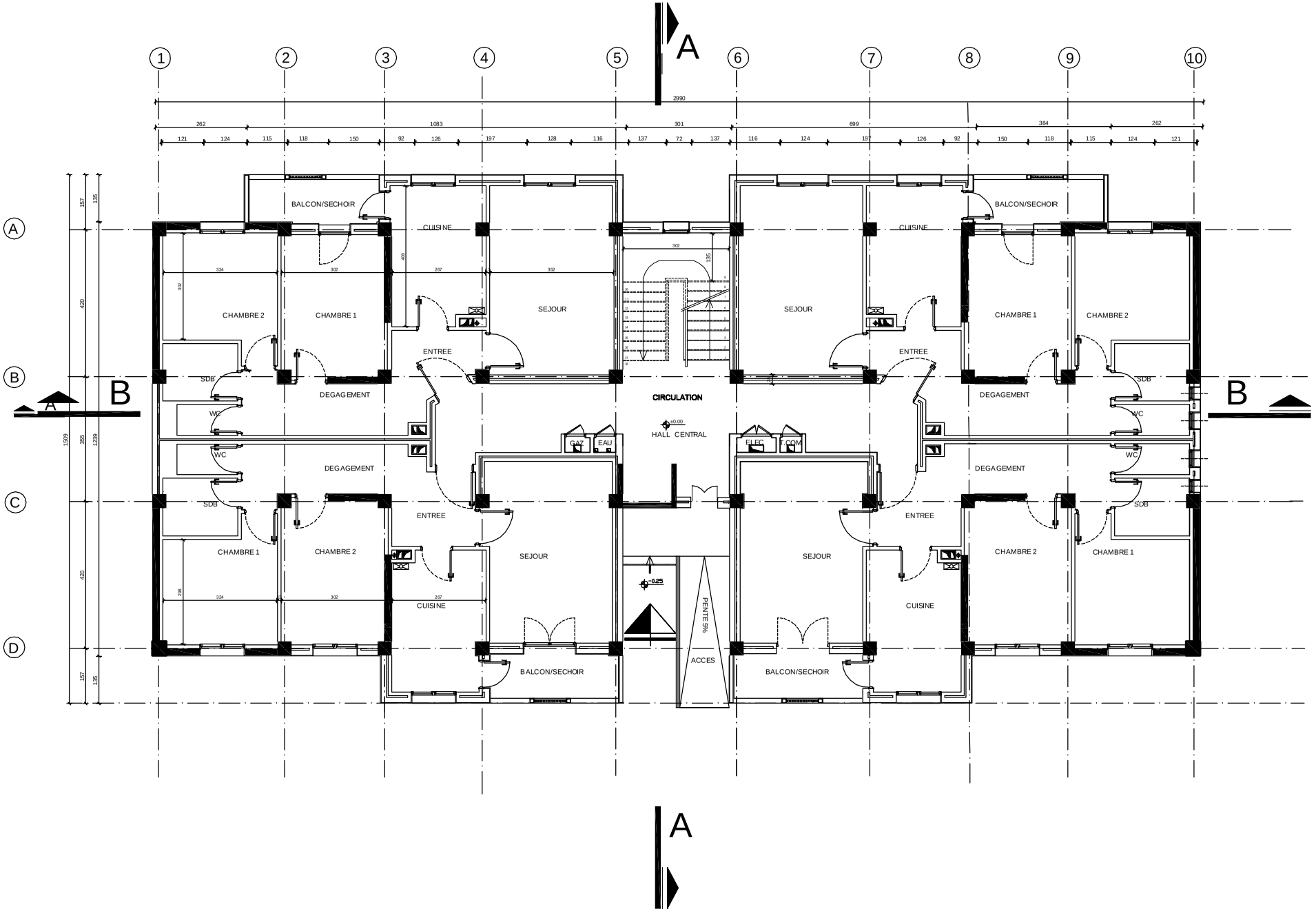
- **Conclusion générale**
- **Bibliographie**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



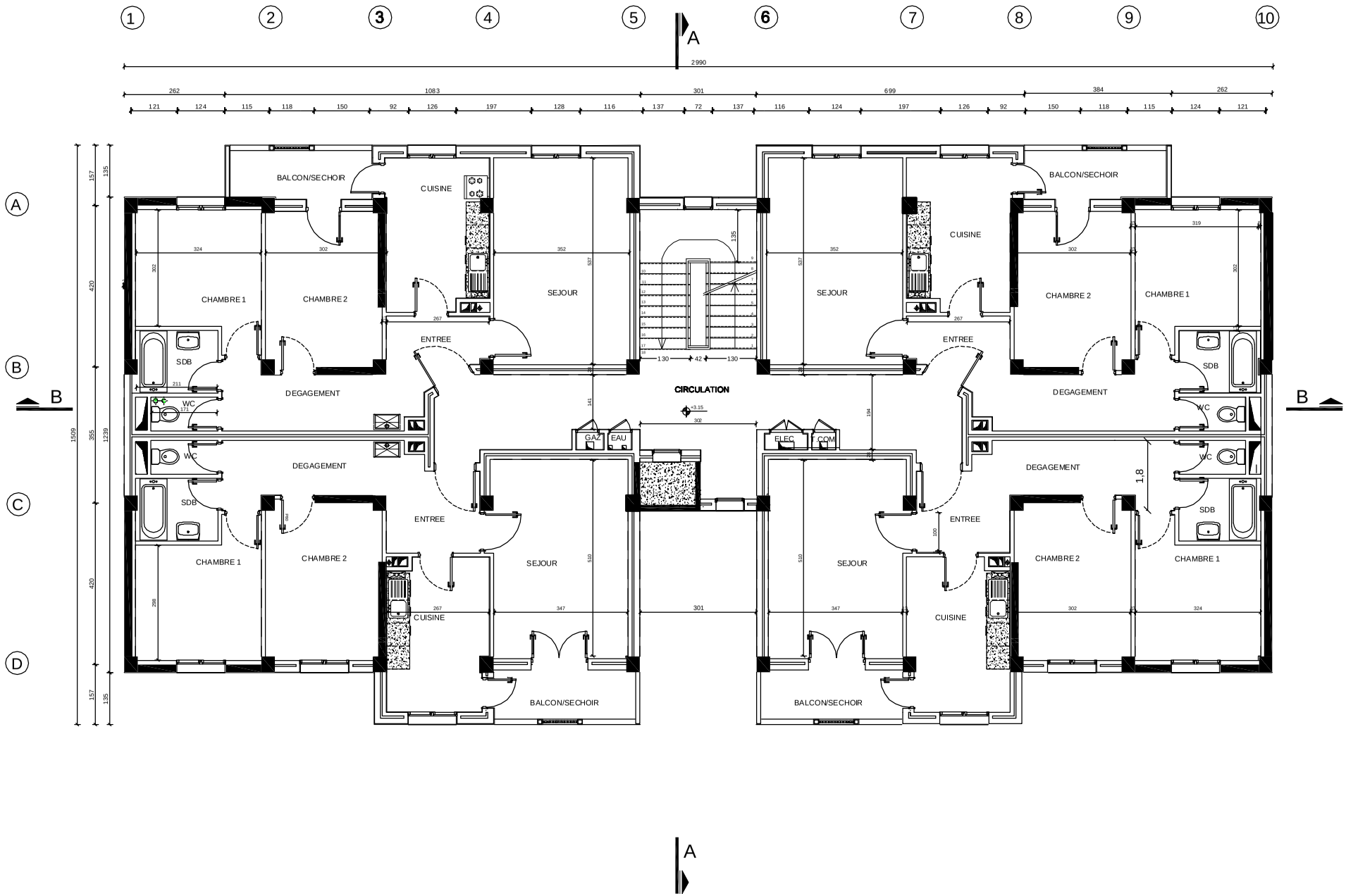
PLAN DE LA FACADE PRINCIPALE

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



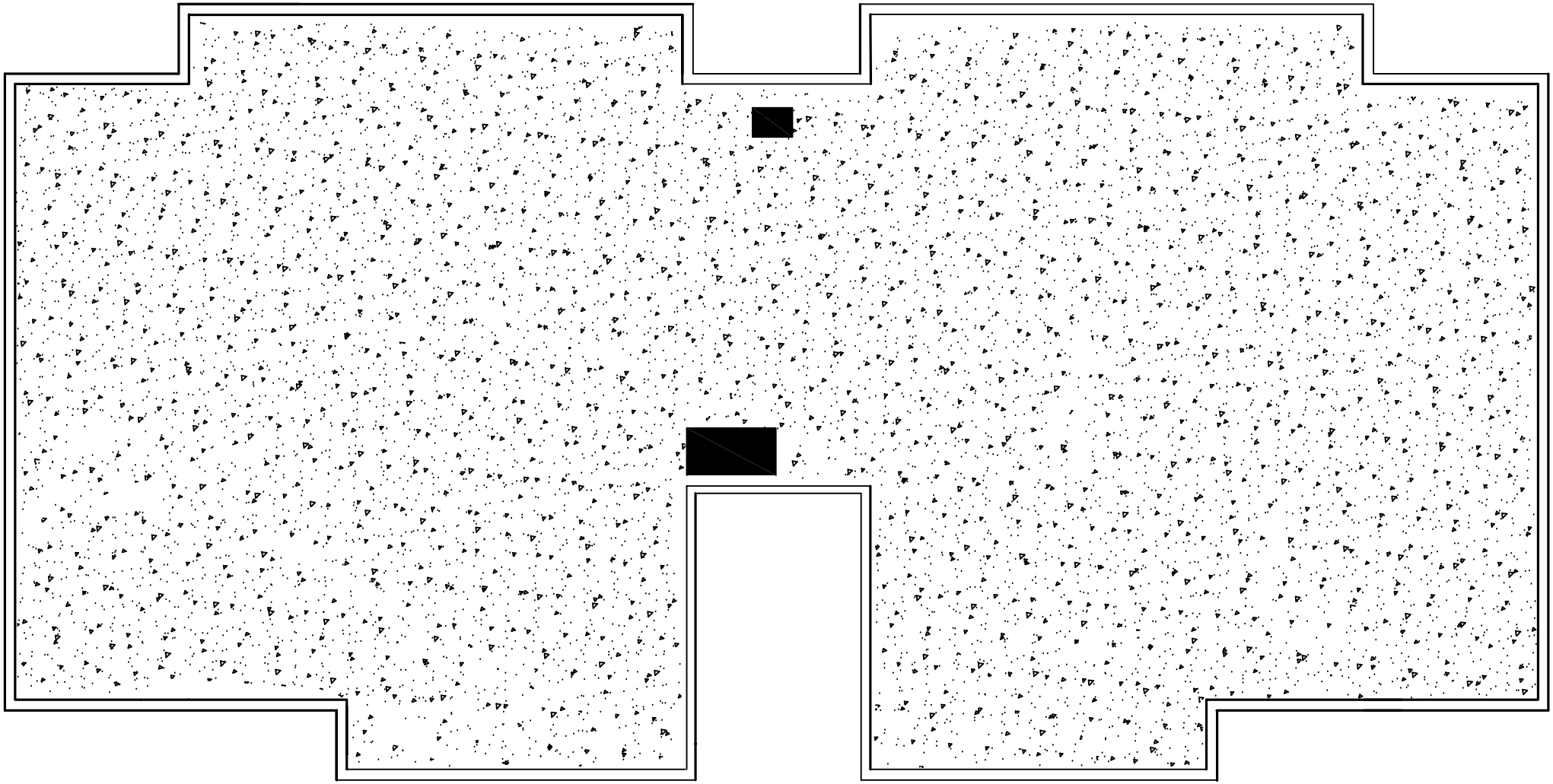
PLAN DU R-D-C

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



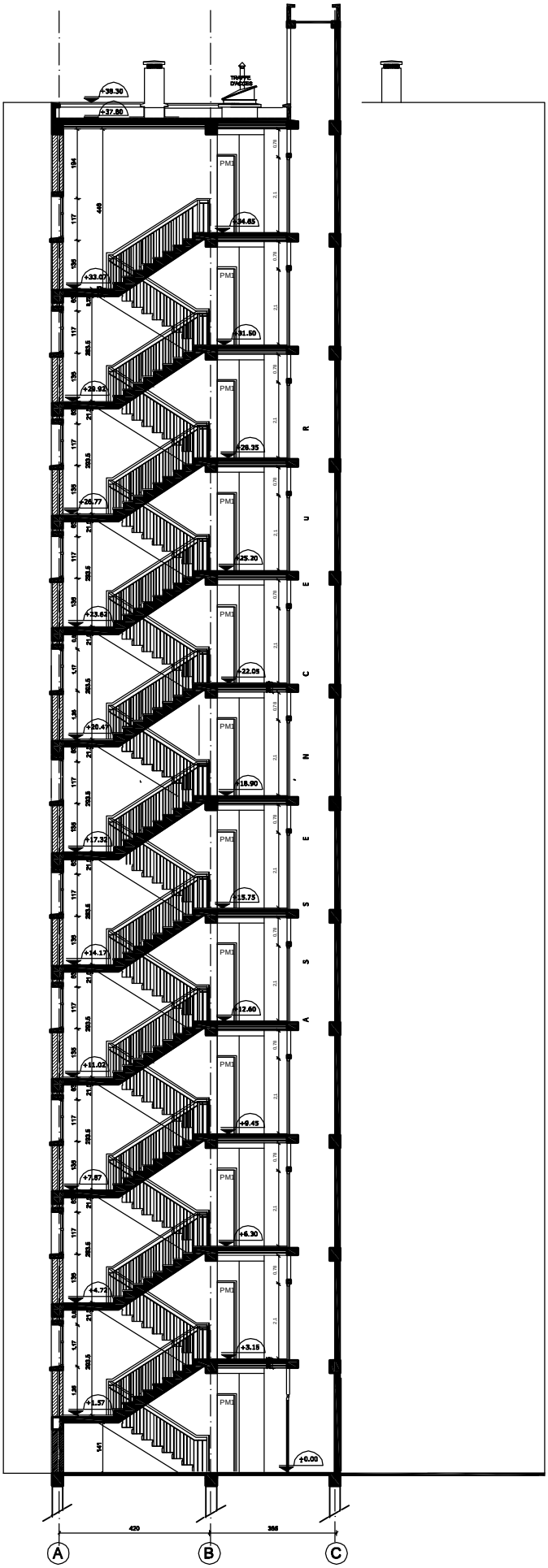
PLAN DE L'ETAGE COURANT

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



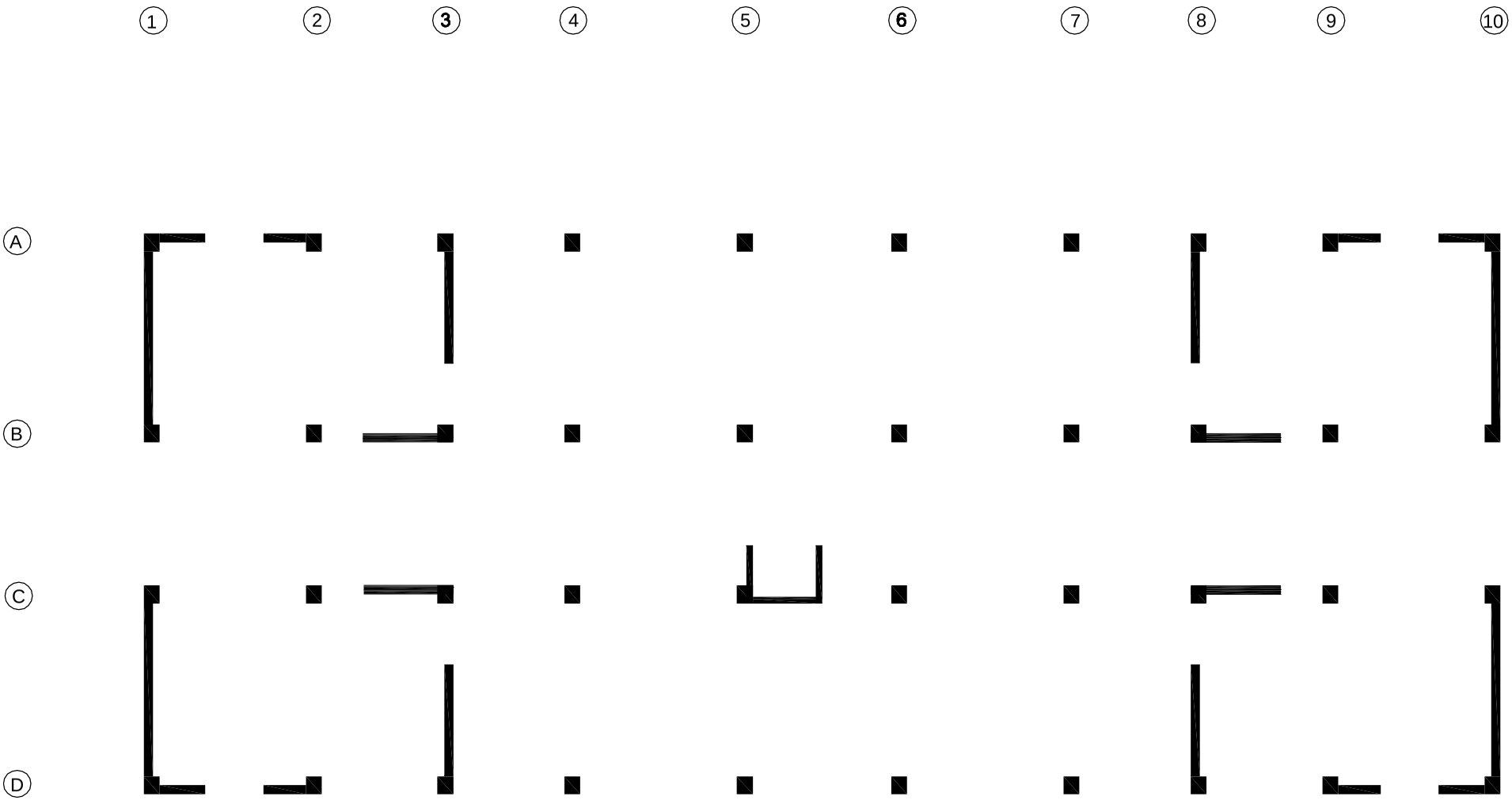
PLAN DE LA TERRASSE

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



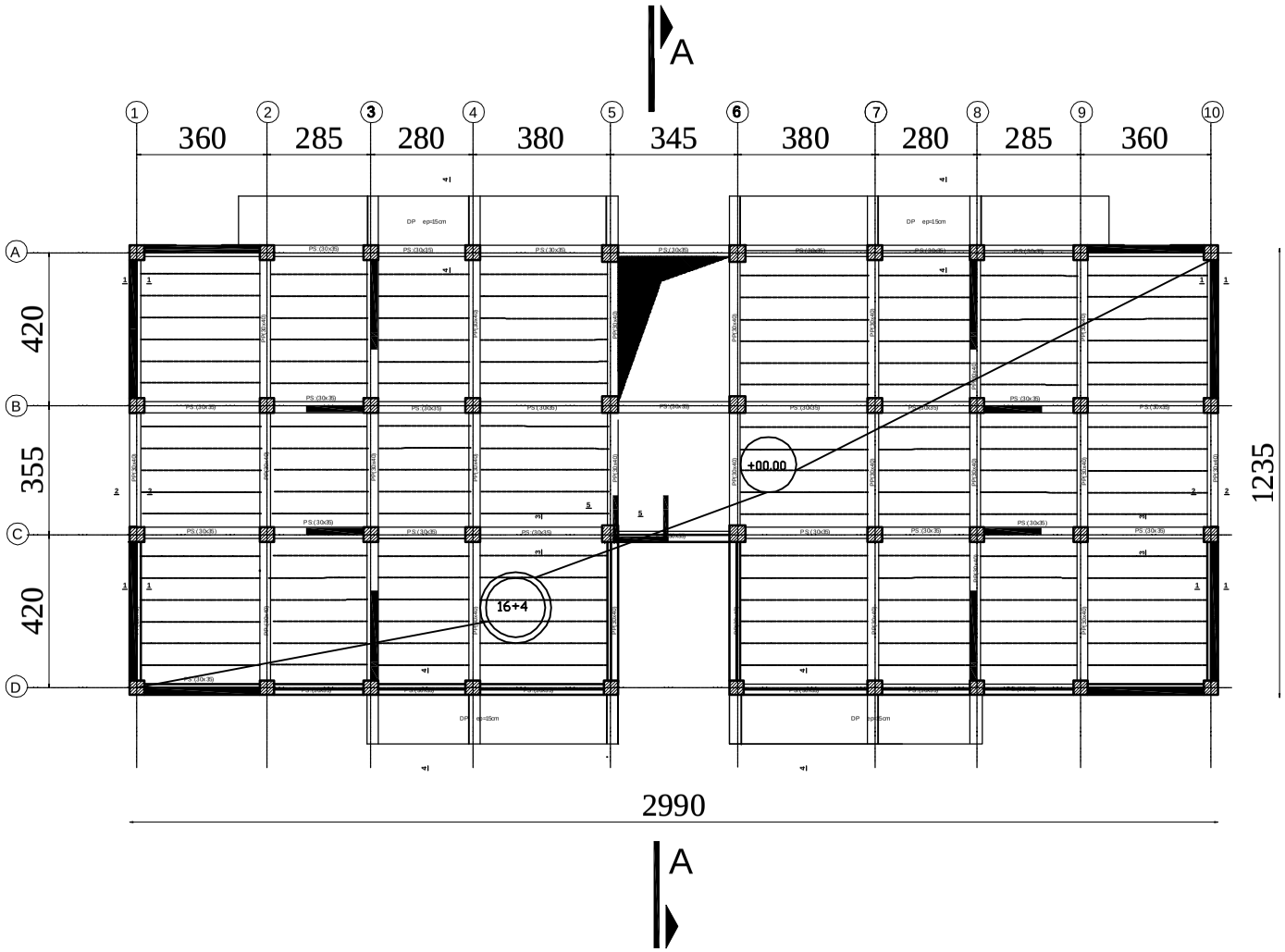
COUPE A-A

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

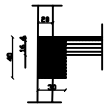


PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILES

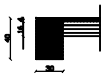
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



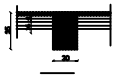
Coupe 1-1



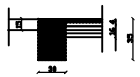
Coupe 2-2



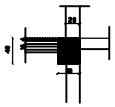
Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5



Université Mouloud MAMMERI Tizi Ouzou **Faculté de Genie de la construction** **Departement de Genie civil**	
Projet: Etude d'un bâtiment (R+11) à usage d'habitation	**Plan:** Coffrage du plancher (RDC et différentes étages.
Dirigé par : Mr.CHARCHAR	**Etudié par :** Melle. BACHIRI NABILA Melle. HAFIS RANDA Melle:HALLI MALIKA

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction générale

L'étude des ouvrages en génie civil a pour objet d'élaborer un calcul de structure qui permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après sa réalisation, en tenant compte de l'aspect économique.

Le calcul d'un bâtiment se fait conformément aux règlements en vigueur à savoir les règles parasismiques algériennes (RPA99, version 2003) et le règlement du béton armé aux états limites (BAEL91, modifié 99).

C'est dans cette optique que nous avons mené ce travail qui consiste à calculer un bâtiment (R+11) à usage d'habitation.

On commence par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment l'acier et le béton. On conclure ensuite par les différents éléments (acrotère, escaliers, plancher,…), après avoir définit leurs différentes section, ainsi que les charges et les surcharges auxquelles ils sont soumis.

Ce calcul sera mené en se basant sur le logiciel ETABS qui s'avère être un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir effectué toutes les étapes de la modélisation et lancé les calculs, nous récoltons les résultats que nous allons exploiter pour ferraillage de la structure.

Dans le dernier chapitre, on procèdera à l'étude de l'infrastructure. Le travail sera ponctué par une petite conclusion.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre I: Présentation et description de l'ouvrage

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

I-1 présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté à la wilaya de Tizi Ouzou , qui est selon le RPA 99 modifié en 2003 ,une zone de moyenne sismicité (zone II a) .

Le bâtiment comporte :

- un rez-de-chaussée et 11 étages à usage d'habitation.

-01 cage d'escalier.

-01 ascenseur.

-une terrasse inaccessible.

I- 1-1 caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecteurs du projet.

Ces caractéristiques sont données comme suit :

-hauteur total du bâtiment ……37.8m

-hauteur de RDC ……3.15 m

-hauteur de l'étage courant ……3.15m

-longueur total du bâtiment …….....29.90m

-largeur total …….15.09m

I-1-2 les éléments composant la structure :

- **L'ossature :**

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens, Ces derniers constituent un système de contreventement rigide.

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.
- Les portiques sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

-Planchers :

Les planchers qui sont des éléments plans horizontaux servant à supporter leurs poids propre et les surcharges et dont le rôle consiste à limiter les étages et améliorer l'isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet les planchers sont réalisés en dalles pleines pour les balcon et seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles fabriquées sur place disposées suivant le sens de la petite portée .

Le plancher terrasse est inaccessible, avec une forme de pente de **1,5%** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur de 50cm vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

-Maçonneries :

- ***Murs extérieurs*** : ils seront en double cloisons de briques creuses de **10cm** séparées par une lame d'air de **5cm** d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- ***Murs intérieurs***: ils seront en simple cloison de **10cm** d'épaisseur en brique creuse qui seront destinés à séparer les surfaces intérieures habitables.

-Revêtements:

- **Revêtement intérieur :**

- Carrelage et de pleinte de recouvrement pour les planchers et escaliers.
- De la faïence pour les murs de cuisine et la salle d'eau.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures, les voiles et les plafonds.

- **Revêtement extérieur** :

Un mortier de ciment pour les murs des façades et de la cage d'escalier.

- Escaliers

Elles servent à relier les niveaux successifs en facilitant les déplacements inter étage.

La tour est munie d'une cage d'escaliers menant aux différents étages. Elle comporte deux volées (un seul type) et seront constitués de paliers et paillasses réalisés en béton armé coulés sur place.

-Cages d'ascenseurs :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée voile.

- **Système de Coffrages :**

Pour des raisons pratiques ; on utilise des coffrages classiques (en bois). On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et pour les voiles.

-Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et une dalle de compression avec un revêtement composé de :

-Forme de pente de **1.5%** pour faciliter l'écoulement des eaux.

-Isolation thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions ; l'isolant peut être en poly stère, liège ou en mousse de verre.

-Revêtement d'étanchéité.

-Protection lourde (gravier roulé).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Fondations :

Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

I-3 Règlementation :

L'étude du présent ouvrage se fera conformément aux règlements en vigueur tels que :

- Règle de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91, modifié en 99), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- Les règles parasismiques Algériens (RPA99, modifié en 2003).
- Documentation Technique Règlementaire(DTR).

I-4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs règlementaires :

A- Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulat et d'eau, il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

La composition du béton sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg de ciment par m^3.

- **Granulats :**
  - Sable propre ……. 380 à 450 cm^3 ($Dg \leq 5$ mm)
  - Gravier ……..750 à 850 cm^3 ($Dg \leq 25$ mm)
- **ciment** CPA325 ……350 kg/m^3
- **Eau de gâchage** ……150 à 200 l/m^3

A-1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, qui est obtenue par plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées, elle est notée f_{c28}. Dans notre cas f_{c28} = 25 MPa.

Par ailleurs, la résistance d'un béton de(j) jours d'âge <<fcj>>,est donnée en fonction de f_{c28} par les formules suivantes selon le cas :

-pour des Resistances $f_{c28} \leq 40$ MPA :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1{,}1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Pour des Resistances f_{c28}>40 MPA :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}4 + 0{,}95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

A-2 Résistance caractéristique du béton à la traction : [ART / A – 2. 12. BAEL 91]

La résistance de béton à la traction est très faible, elle est donnée par la formule suivante :

$f$tj = 0.6+0.06 $f$cj Pour f_{cj} <60 MPA

ft28 =2,1 MPA Pour f_{c28}=25 MPA

A-3 Contraintes limite du béton :

On appelle état limite, un état particulier d'une structure pour lequel cette structure cesse de remplir les conditions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux types d'état limites :

Ø Etat limite ultime « ELU» :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, au delà de cette limite, on aura :

- La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- La transformation de la structure en un mécanisme déformable.
- L'instabilité de la forme au flambement.
- La détérioration par effet de fatigue.

La contrainte ultime en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85\ f_{cj}}{q\ \ g_b} \quad [\text{MPa}] \quad \textbf{[Art. A.2.1.12 BAEL91]}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_b = 1,5 en situation courante (durable) $\Rightarrow$ f_{bc} = 14,2 MPa.

γ_b = 1,15 en situation accidentelle $\Rightarrow$ f_{bc} = 18,48 MPa.

θ : coefficient d'application.

θ= 1 lorsque j>24 heures

θ= 0,9 lorsque 1 heure < j < 24 heures

θ= 0,85 lorsque j< 1 heure

J : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous:

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

(I) : Etat élastique

(II) : **Etat plastique**

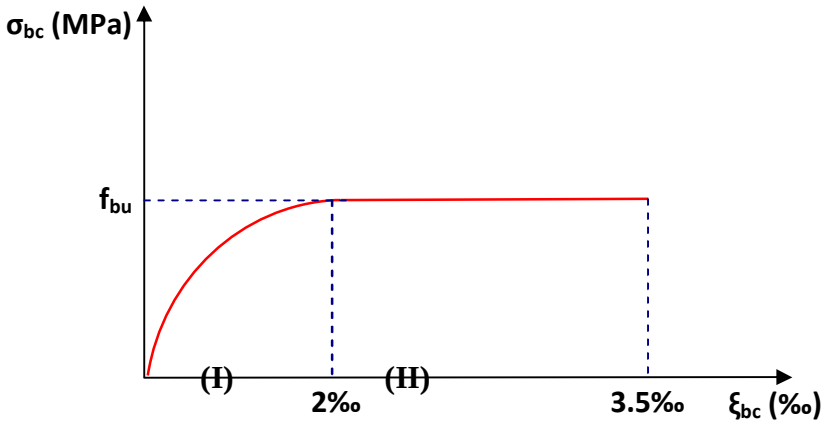


Figure 1-1- Diagramme contrainte déformation du béton

État limite de service « ELS » :

Il constitue les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont pas satisfaites concernant par exemple l'ouverture excessive des fissures, les déformations excessives des éléments porteurs, les vibrations inconfortables pour les usagers, etc...

Dont le déplacement compromettrait le bon comportement en service de la construction ou sa stabilité, ces états correspondent en pratique :

-à la valeur limite à la compression du béton.

-à la valeur limite d'ouverture des fissures.

-à la valeur limite des déformations acceptables pour les éléments de la construction.

la contrainte de compression doit être au plus égale à : $\overline{\sigma}_{bc}=0.6\ f_{c28}$.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est illustrée sur la figure

$\overline{\sigma_{bc}}=0{,}6f_{c28}$

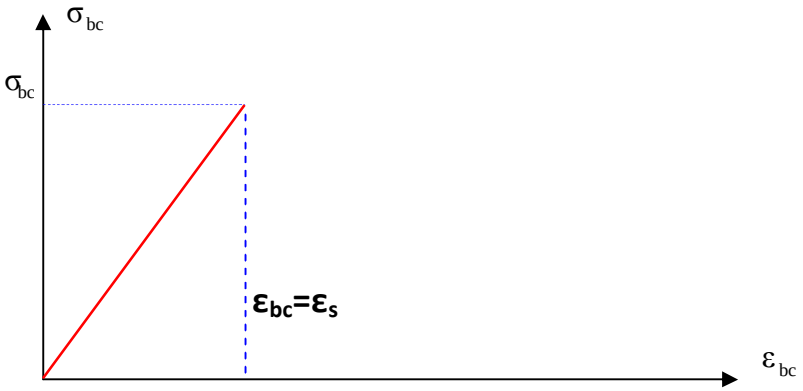


Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

La contrainte limite du service est donnée par : [ART /A – 4. 5. 2 BAEL 91]

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6\ f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ [MPa], contrainte limite de service en compression.

A-4 Contrainte limite de cisaillement: [ART/A-5.1.21 BAEL 91]

La contrainte de cisaillement des poutres soumises aux efforts tranchants est donnée par la formule suivante :

$$t_u = \frac{T_u}{b_0 d_{bc}}$$

T_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudie à (L'E.L.S)

b_0 : Valeur de la largeur de la section cisaillée.

d : Hauteur utile.

$\tau_u = \min (0,13\ f_{c28}, 5\ MPa)$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10\ f_{c28}, 4\ MPa)$ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

a- Module d'élasticité longitudinal :

Nous définissons le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux sortes de modules:

- **Module d'élasticité instantané:[ART/ A–2.1.21 BAEL 91]**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$E_{ij} = 11000\ (f_{cj})^{1/3}$ [MPa]

$f_{c28} = 25\ MPa \Rightarrow E_i = 32164,195\ MPa.$

- **Module d'élasticité différé: [ART–2.1.22 BAEL 91]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$E_{vj} = 3700\ (f_{cj})^{1/3}$ [MPa]

$F_{c28} = 25\ MPa \Rightarrow E_v = 10819\ MPa.$

b- Module d'élasticité transversale:

Le module de déformation transversal noté (G) est donné par la formule suivante :

$G = E / 2(1+ \nu)$ [MPa]

ν : coefficient de poisson.

E : module du Young.

A-5- Coefficient de poisson: [ART/ A–2.1.3 BAEL 91]

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

C'est le rapport entre les déformations transversale et longitudinale. Il sera pris égal à:

ν = 0,2 à l'état limite de service.

ν = 0 à l'état limite ultime

Pour le béton ce coefficient est compris généralement entre 0,15 et 0,30

B- .Acier:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant:

1) Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité F_e [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement Ψ
En barre	**H**aute **A**dhérence F_eE 400	HA	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	**T**reillis **S**oudé **TLE** 520 (Φ<6mm)	TS TL	520	550	8‰	1,3	1

2) Limite d'élasticité longitudinale de l'acier :

Elle est notée E_s. Sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.

E_s = 200000 MPa. (Art A-2.2,1-BAEL91)

Ou E_s = 2000000 bar avec un coefficient de poisson v=0,3

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson « v » est pris égal à 0,3

3)- Contraintes limites dans les aciers (Art A-4 ,3 .1-BAEL91):

3-1/ A L'ELU :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec:

f_e : Contrainte limite d'élasticité.

γs : Coefficient de sécurité,

γs =1.15 pour les situations durables (courantes)

γs =1.00 pour les situations accidentelles.

3-2 Vérification à l'ELS:

La vérification des contraintes des aciers se fera à l'état d'ouverture des fissures.

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration : $\sigma_s \leq \overline{s}_s$

3-2-1 Fissuration peu préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 32]

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts, non soumis à des condensations.

3-2-2 Fissuration préjudiciable : [**BAEL 91 Art A.4.5, 33]**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{s}_s = \min \left\{ \tfrac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{h f_{tj}} \right\}$$

f_{t28}:résistance caractéristique à la traction du béton (MPA).

η: Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1.3$ Pour les aciers de moyenne adhérence (Φ<6mm).

$\eta = 1.6$ Pour les aciers de haute adhérence (Φ>6mm).

3-2-3 Fissuration très préjudiciable : [BAEL 91 Art A.4.5, 34]

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{s}_s = \min \left\{ \tfrac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{h f_{tj}} \right\}$$

Avec: η : coefficient de fissuration.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

η = 1 . . . . . Pour les RL.

η = 1.6 . . . . . Pour les HA.

Diagramme contraintes déformations de calcul:

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant:

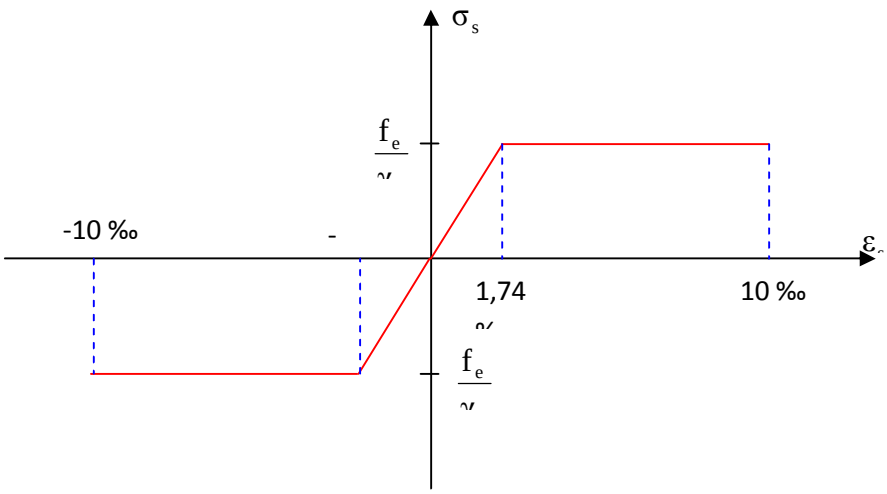


Diagramme contraintes déformation de

3-3) limite d'élasticité:

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : coefficient de sécurité.

γ_s = 1,15 en situation durable.

γ_s = 1 en situation accidentelle.

3-4) Protection d'armatures: (art A. 7-2.4 BAEL 91)

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

- c ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- c ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- c ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction :

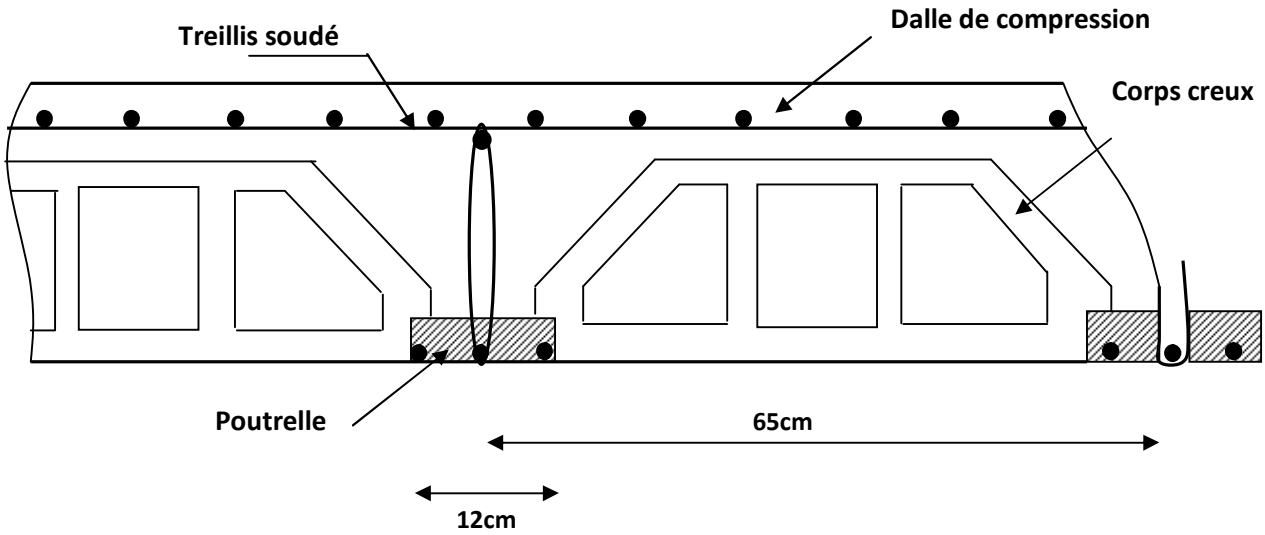
Le Pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure.
Pour le pré-dimensionnement des éléments on tient compte des prescriptions règlementaires données par le **RPA 2003** et le **CBA93**.

II-1 les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions essentielles sont :

- La résistance aux charges permanentes et surcharges mobiles.
- L'isolation acoustique et thermique entre étages
- Support des plafonds.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- La résistance à l'incendie.

Dans notre projet, on distingue un seule type de planchers. Ces derniers sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.



Coupe transversale sur un plancher en corps creux

La hauteur du plancher est déterminée par :

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

Avec :

ht : hauteur du plancher.

L_{max} : portée libre maximale de la poutre dans le sens des Poutrelles.

Pour L_{max} =350cm, on aura $h_t \geq \frac{350}{22,5}$ => ht $\geq$ 15.55 cm

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

On prend ht =20 cm.

-Épaisseur du corps creux : 16cm.

-Épaisseur de la dalle de compression : 4cm.

II-2. Les voiles :

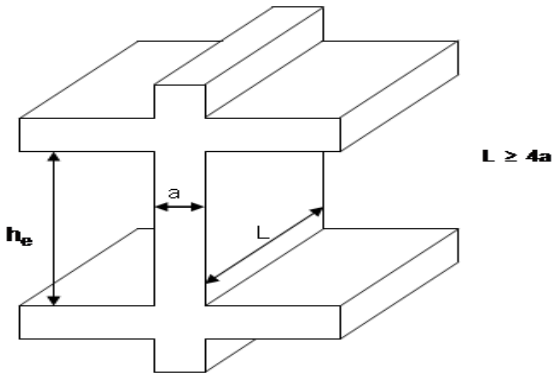
Les voiles sont des éléments rigide en béton armé destines d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et d'autre part à reprendre une partie des charge verticales.

D' après l'article **7.7.1 du RPA2003 :**

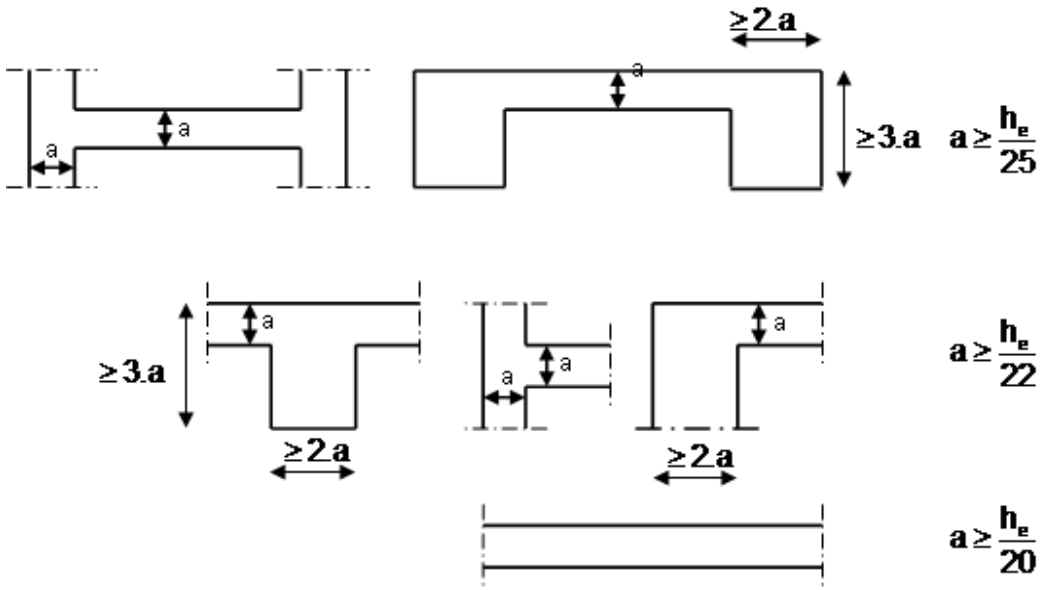
- **ü** On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : **L** ³ **4a**.

Avec :

L : longueur du voile.
a : épaisseur du voile.
$\mathbf{h_e}$: hauteur de l'étage



- **ü** L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
- **ü** De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Dans notre cas:

a ³ max ($h_e/25$, $h_e/22$, $h_e/20$).; h_e = 3,15 – 0, 20 = 2,95m.

$a \geq \frac{2,95}{20} \Rightarrow a \geq 0,1475\,m$.

$L_{min} \geq 4x20=80cm$…… **CV**

Conclusion: a ³ max (15cm, 14,75cm)

Pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure On prend :

a=20cm

II-3. Les poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.
Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

- **BAEL 91 :**
  - Sous charges verticales $\frac{Lmax}{15} \leq hp \leq \frac{Lmax}{10}$
  - Sous charges horizontales : $hp \geq \frac{Lmax}{12} \Rightarrow hp \geq 28,33\,cm$.

Où : **L_{max} :** portée entre nus.
h: hauteur de la poutre.
b : largeur de la poutre.

a. Poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon la loi suivante :

- H auteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : désigne la portée libre de poutre considérée entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale de la poutre.

Pour L_{max} = 390 cm, on aura $\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10}$ => 26 cm ≤ ht ≤ 39 cm.

On prend : ht = 40 cm.

- Largeur : 0.4 ht ≤ b ≤ 0.7 ht => 14 cm ≤ b ≤ 24.5 cm

On prend : b = 30 cm. Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton et (30x30))

b. Poutres secondaires :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- Hauteur : $\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$

Pour L = 350 cm, on aura alors $\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10}$ => 23.33 ≤ ht ≤ 35 cm

On prend : ht = 35 cm.

- Largeur : 0.4 ht ≤ b ≤ 0.7 ht => 14 cm ≤ b ≤ 24.5 cm

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30\ cm$ » un peu supérieure à sa fourchette.

En résumé :

- Pour les poutres principales : (30 x40) cm^2
- Pour les poutres secondaires : (30 x35) cm^2

Les poutres doivent respecter les dimensions ci –après : ***[ART 7.5.1/RPA99, version2003]***

b ≥ 20 cm .

h ≥ 30 cm .

h / b ≤ 4 .

Remarque: Les conditions du RPA99 sont vérifiées.

Conclusion: Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales : (30x40) cm^2.
- Les poutres secondaires : (30x35) cm^2.

II-4. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal.

La combinaison des charges et des surcharges est exprimé par la relation suivante **:** $Ns = G + Q$.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $A_p \geq N_s / \sigma_{bc}$

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

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à L'ELS

N_S**:** effort normal de compression revenant au poteau.

B : section transversal du poteau $A_P = b \times h$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les démentions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

-Min(b_1,h_1) ≥25cm ⟶ En zone I et II_a

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Min $(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

L'effort normal N_s est déterminé à partir de la descente des charges donnée par les règles de **BAEL91**

On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II-5-Détermination des charges et surcharges :

II-5-1. Charges permanentes :

a. Plancher terrasse :

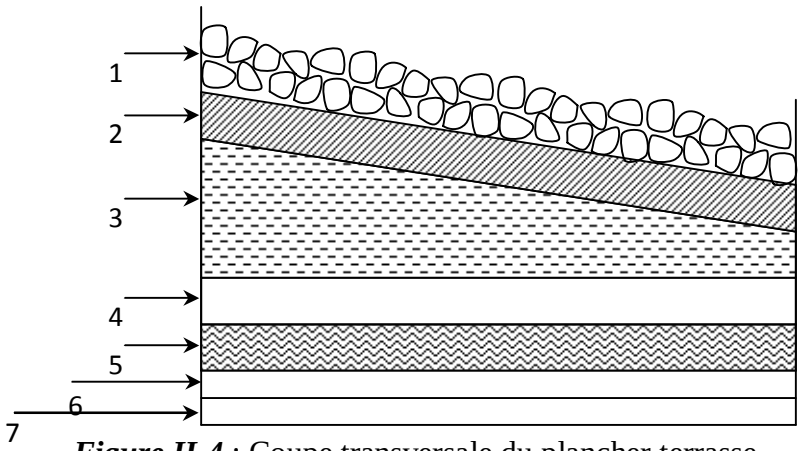


Figure II-4 : Coupe transversale du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 / cm)	G (KN / m2)
1	Couche de gravillon roulé	5	0.20	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	0.06	0.12
3	Forme de pente en béton valeur moyenne	5	0.20	1.00
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Feuille de polyane	1	0.01	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	0.147	2.94
7	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
		G_{total}		5.43

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

b-Plancher étage courant :

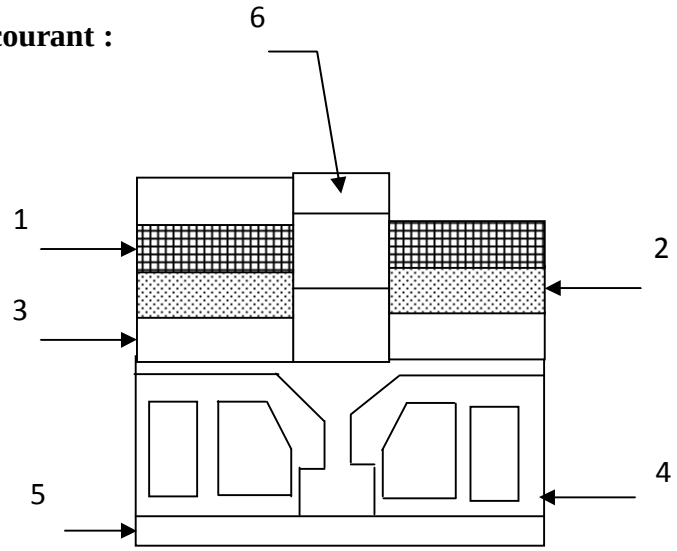
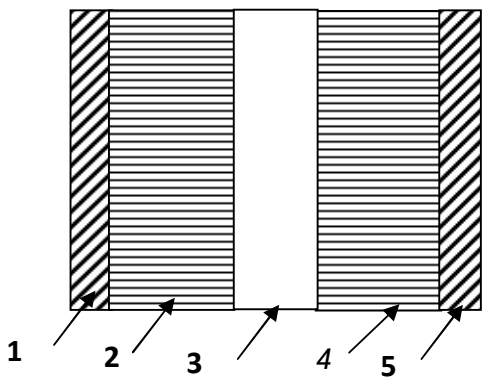


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 / cm)	G (KN / m2)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en corps creux	20	0.147	2.94
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	0.09	0.90
		G Total		5.28

c-Murs extérieure :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25cm.

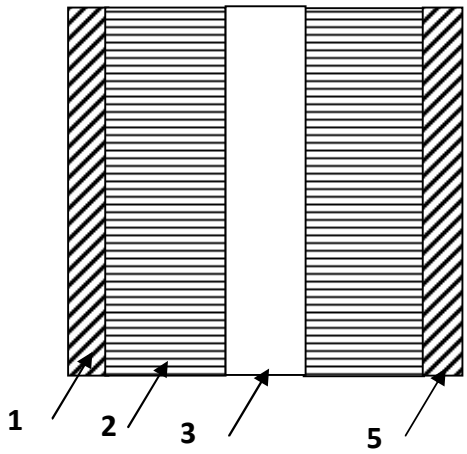


Coupe verticale d'un mur extérieur

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 / cm)	G (KN / m2)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.36
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Lame d'air	5	/	0.00
4	Briques creuses	10	0.09	0.9
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
		G Total		2.36

d-Murs de séparation entre deux logements : en double cloison de 25cm d'épaisseur.

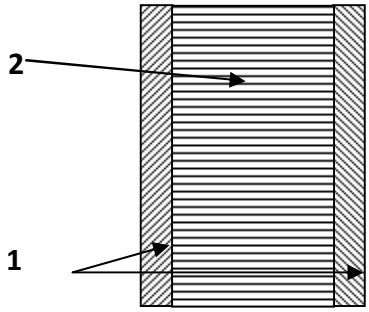


N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 / cm)	G (KN / m2)
1	Enduit de plâtre	2	0.10	0.2
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
3	Lame d'air	5	0.00	0.00
4	Briques creuses	10	0.09	0.9
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.20
		G Total		2.20

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

e-Murs intérieur :

Ils sont constitués de 2 parois en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et d'un enduit de plâtre sur les 2 faces



N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN / m2 / cm)	G (KN / m2)
1	Enduit de plâtre	1.5	0.10	0.15
2	Briques creuses	10	0.09	0.9
		G Total		1.2

II-5-2. Surcharges d'exploitation :

Les surcharges sont données par le **DTR-B.C 2.2** comme suit :

- Plancher RDC ……Q=1.50KN/m^2
- Plancher terrasse.....….Q=1.00 KN/m^2
- Plancher d'étage courant……...Q=1.5 KN/m^2
- Escaliers desservants les différents étages…Q=2.5 KN/m^2
- Balcon ……...Q=3.5 KN/m^2

II-6. Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

II-6-1.Charges et surcharges revenant au poteau C4 :

a. **Surface d'influence :**

$S=S_1+S_2+S_3+S_4$

$S_1=1.62x1.25=2.02$ m^2

$S_2=1.62$ x $1.75=2.83$ m^2

$S_3=1.95x1.75=3.41$m^2

$S_4=1.95x1.25=2.44$ m^2

S=10.70 m^2

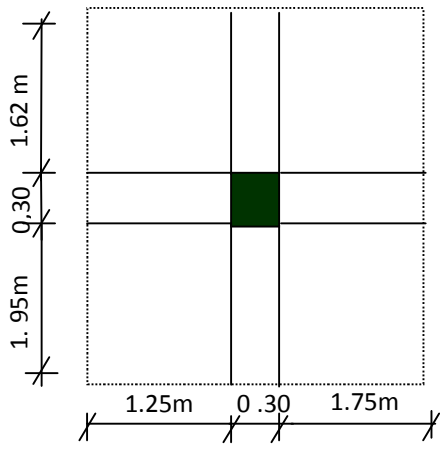


Figure II-6: surface revenant au poteau C4

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

b. **Poids revenant à chaque plancher :**

P=GxS

- Plancher terrasse : P=5.43 x 10.70=58.10 KN
- Plancher étage : P=5.28 x 10.70=56.49 KN

c. **Poids revenant à chaque poutre *:***

- Poutres principales : P= (1.95+1.62) x0.3x0.40x25=10.71 KN
- Poutres secondaires : P= (1.75+1.25) x0.3x0.35x25=7.87 KN

D'où le poids totale : P= 10.71+7.87 =18. 58 KN

d. **Poids revenant à chaque poteau :**

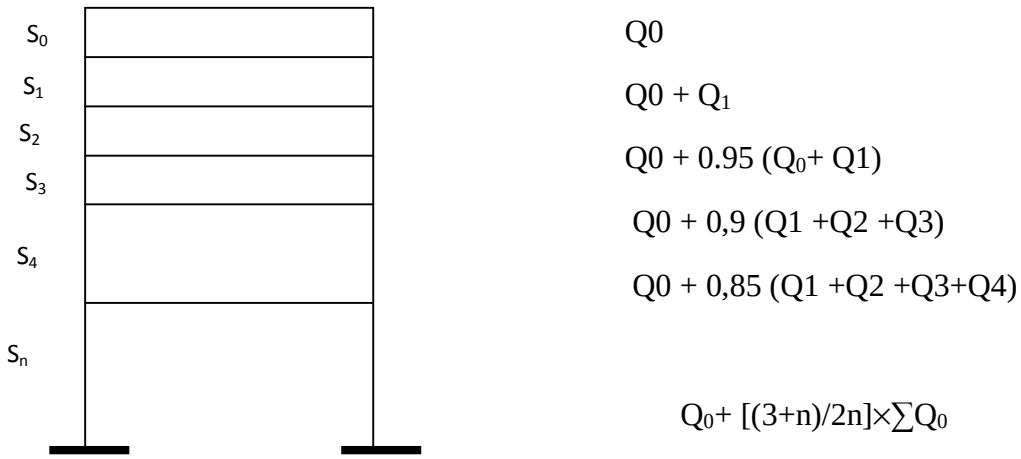
P=0.3x0.3x2.95x25=6.64KN

e. **Surcharges d'exploitations :**

- Plancher terrasse : Q_0 =1.00 x 10.70 = 10.70 KN
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \ldots\ldots\ldots\ldots = Q_{11}$ =1.5 x 10.70=16.05 KN

f. **loi de dégression de charge :**

En raison du nombre d'étages qui compose la tour étudiée n>5, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitations différentes.



FigureII.7 : Loi de dégression des surcharges.

- ***Coefficients de dégression des surcharges :***

Niveaux	12	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.66	0.65	0.64

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- ***Calcul des surcharges selon la loi de dégression :***

S=10.70m^2

S_{12} =Q0=10.70 KN.

S_{11} = Q0+Q1=26.75 KN

S_{10} =Q0+0, 95 (Q1+Q2) =41.19 KN.

S_9=Q0+0, 9 (Q1+Q2+Q3) =54.032KN.

S_8 =Q0+0, 85 (Q1+Q2+Q3+Q4) =65.27KN.

S_7 =Q0+0, 8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) =74.90KN.

S_6=Q0+0, 75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6) =82.92KN.

S_5=Q0+0, 71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) =90.47KN.

S_4 =Q0+0,69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8) =99.29 KN.

S_3 =Q0+0,66 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9) =106.04KN.

S_2 =Q0+0,65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10) =115.02KN.

S_1 =Q0+0,64 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11) =123.69KN.

Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges [KN]			Section [cm^2]	
	Plancher	Poutre	poteau	Gt	G_{cum}	Q	Q_{cum}	N=Gc+Qc	$S_{trouvée}=N_S/\square_{bc}$	$S_{adoptée}$
12	58.10	18. 58	0.00	76.68	76.68	10.70	10.70	87.38	58.25	(30x35)
11	56.49	18. 58	6.64	81.71	158.39	16.05	26.75	185.14	123.43	(30x35)
10	56.49	18. 58	6.64	81.71	240.10	16.05	41.19	281.29	187.53	(30x35)
09	56.49	18. 58	6.64	81.71	321.81	16.05	54.03	375.84	250.56	(35x40)
08	56.49	18. 58	6.64	81.71	403.52	16.05	65.27	468.79	312.53	(35x40)
07	56.49	18. 58	6.64	81.71	485.23	16.05	74.90	560.13	373.42	(35x40)
06	56.49	18. 58	6.64	81.71	566.94	16.05	82.92	649.86	433.24	(35x40)
05	56.49	18. 58	6.64	81.71	648.65	16.05	90.47	739.12	492.75	(35x40)
04	56.49	18. 58	6.64	81.71	730.36	16.05	99.29	829.65	553.10	(35x40)
03	56.49	18. 58	6.64	81.71	812.07	16.05	106.04	918.11	612.07	(40x45)
02	56.49	18. 58	6.64	81.71	893.78	16.05	115.02	1008.8	672.53	(40x45)
RDC	56.49	18. 58	6.64	81.71	975.49	16.05	123.69	1099.18	732.79	(40x45)

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Remarque : Le RPA 99 (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un étage

Les sections adoptées sont :

(40x45) cm^2 ⟶ pour le RDC, le 1^{ére} et le 2^{éme} étage.

(35x40) cm^2 ⟶ pour le 3^{éme} au 8^{éme} étage.

(30x35) cm^2 ⟶ pour le 9^{éme} au 11^{éme} étage.

g. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

[ART7.4.1/RPA99 ; VERSION 2003] :

Min (b1, h1) ≥ 25cm. En zone I et IIa.

Min (b1, h1) ≥ 30cm. En zone II et III.

Min (b1, h1) $\geq \frac{h_e}{20}$.

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

$\Rightarrow$ Conditions vérifiées.

Poteaux (cm^2)	Condition exigée par RPA	Valeurs calculées	observation
RDC au 2^{éme} étage (40x45)	Min (b1, h1) ≥25 cm	Min (b1, h1)=40cm	CV
RDC au 2^{éme} étage	Min (b1, h1) $\geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 14.75\ cm$	CV
RDC au 2^{éme} étage	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.88$	CV
le 3^{éme} au 8^{éme} étage (35x40)	Min (b1, h1) ≥25 cm	Min (b1, h1)=35 cm	CV
le 3^{éme} au 8^{éme} étage	Min (b1, h1) $\geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 14.75\ cm$	CV
le 3^{éme} au 8^{éme} étage	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.87$	CV
9^{éme} au 11^{éme} étage (30x35)	Min (b1, h1) ≥25 cm	Min (b1, h1)=30	CV
9^{éme} au 11^{éme} étage	Min (b1, h1) $\geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = 14.75\ cm$	CV

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

9éme au 11éme étage	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	$\frac{b_1}{h_1} = 0.85$	CV

h. Vérification au 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.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux soit : $l = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

l_0 : hauteur libre du poteau.

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

s : section transversale du poteau (bxh).

I : moment d'inertie ($I_{YY} = \frac{bh^3}{12}$)

$$l = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I_{YY}}{S}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Les vérifications :

- Poteaux du RDC,1ére et 2éme étage (40x45) :l_0=2.95m ,h=0.45m

  $l = 15.89 < 50$
- Poteaux de 3éme au 8éme étage (35x40) : l_0=2.95m, h=0.4m

  $l = 17.88 < 50$
- Poteaux de 9éme au 11éme étage (30x35) : l_0=2.95m, h=0.35m

  $l = 20.43 < 50$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre III: Calcul des éléments

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.

III-1-1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre « G » et à une poussée latérale « Q », appliquée horizontalement et qui provoque un moment« M » dans la section d'encastrement.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, le ferraillage sera déterminé en flexion composée.

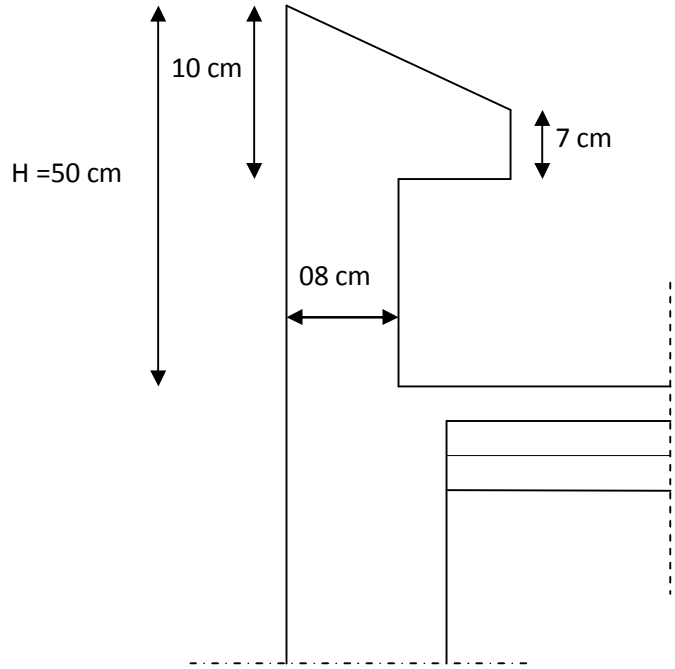


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Schéma statique :

Diagramme des moments | **Diagramme des efforts tranchants T = Q** | **Diagramme des efforts normaux N= G**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-1-2 Calcul des efforts :

- **Effort normal dû au poids propre :**

$$G = r \times S = 25\left[(0{,}4 \times 0{,}08) + (0{,}07 \times 0{,}2) + \frac{0{,}03 \times 0{,}2}{2}\right]$$

G =1.225 KN/ml

Avec :

r : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- **Surcharge d'exploitation :**

Q = 1KN/ml.

- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

M = Q x H = 1x0, 5x1ml = 0,5KNm

- **Effort tranchant :**

V = Qx1ml = 1 KN

- **Effort normal du au poids propre G :**

N = Gx1ml = 1,225 KN

III-1-3 Combinaison de charge :

- **A l'ELU : (BAEL 91/ART A.3.2.2 ,1)**

L'effort de compression …… N_u = 1,35G = 1,35x1, 225 = 1,65KN

L'effort tranchant……..……V_u=1.5xQ=1.5x1=1.5KN

Moment de flexion ……M_u = 1,5 M_Q = 1,5x0, 5 = 0,75KNm

- **A l'ELS: (BAEL 91/ART A.3.3.3)**

L'effort de compression…… N_s = G = 1,225KN

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

L'effort tranchant……V_s=Q=1KN

Moment de flexion…….. $M_s = M_Q = 0,5KNm$

III-1-5 Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire, pour le calcul on considère une section (bxh) cm^2 soumise à la flexion composée.

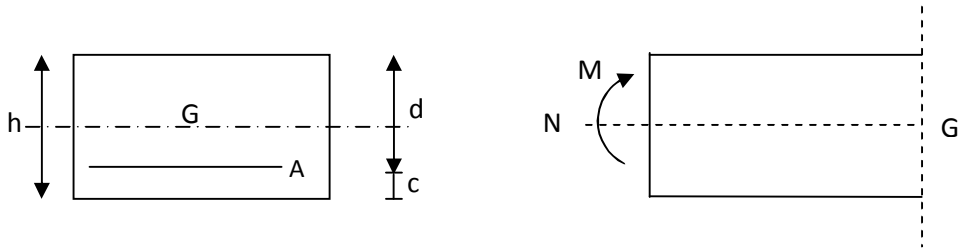


Fig III 2 : Schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section : 08cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

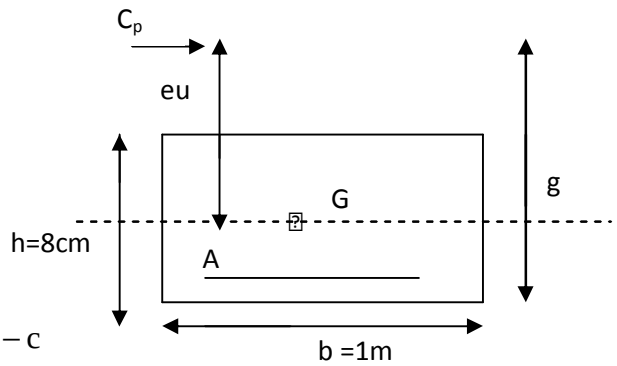
d = h – c : Hauteur utile : 06cm

M_f: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

Calcul à l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,65} = 0,45m = 45cm$$



$$\frac{h}{2} - c = \frac{08}{2} - 2 = 2cm \qquad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

- **Calcul en flexion simple :**

Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,75 + 1,65 \left(\frac{0,08}{2} - 0,02\right) = 0,783 KN.m$$

Moment réduit :

$$m_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,783 \times 10^3}{100 \times 6^2 \times 14,2} = 0,0153 < m_r = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow b = 0,992$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{q g_b} = 14.2 MPa$

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{bd \frac{fe}{g_S}} = \frac{0,783 \times 10^3}{0,992 \times 6 \times \frac{400}{1,15}} = 0,378 cm^2$$

- **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{s_s} = 0,378 - \frac{1,65}{34,8} = 0,33 cm^2$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-1-6 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :(Art. A.4.2.1/BAEL 91/version 99) :

$A_s \geq A_{min}$.

$$A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0{,}455d}{e_s - 0{,}185d}\right].$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0{,}5}{1{,}225} = 0{,}41m = 41\,[cm]$$

$$f_{t28} = 0{,}06f_{c28} + 0{,}6 = 0{,}06\times 25 + 0{,}6 = 2{,}1\,[MPa].$$

$$A_{min} = 0{,}23\times 100\times 6\times\frac{2{,}1}{400}\left[\frac{41 - 0{,}455\times 6}{41 - 0{,}185\times 6}\right] = 0{,}69\,[cm^2]$$

A_{min} = 0,69cm² > A= 0,33cm²

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité son supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$A_s = A_{min}$ = 0,69cm²

Soit A_s = 4HA8 = 2,01cm²/ml avec un espacement de S_t= 25cm

Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

Soit : 3HA8 =1,5 cm²/ml avec un espacement S_t = 20cm.

2) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 ART 5.1.1)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}15\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa) = 2{,}5MPa$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec V_u = 1,5Q = 1,5x1 = 1,5KN

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$t_u = \frac{1,5\times10^3}{1000\times60} = 0,025MPa$$

$t_u < \bar{t}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 91 ART 5.1 ,3)

$\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$ =1,5x2, 1 = 3,15MPa

Ψ_S : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

$\Psi_S = 1,5$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\Psi_S = 1,0$: Pour les barres rondes lisse (RA).

t_{se} : contrainte d'adhérence

$t_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum u_i}$ Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres.

$$\sum u_i = npf = 4\times p\times 0,8 = 10,05cm$$

$$t_{se} = \frac{1,5x10^3}{0,9x60x100,5} = 0,276MPa < \overline{t_{se}} = 3,15MPa \quad \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

4) ancrage des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui sera défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$L_S = \frac{ff_e}{4\bar{t}_{Se}}$ avec $\bar{t}_{Se} = 0,6\Psi_S^2 f_{t28}$ et $\Psi_S = 1,5$ pour HA

$\overline{t_{se}} = 0,6y^2 f_{t28} = 0.6\times(1,5^2)\times 2,1 = 2,835MPa$

$$L_S = \frac{0,8\times400}{4\times2,835} = 28,21cm$$

Soit : Ls=30cm

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

5) Vérification à l'ELS :

Ø Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}fe \ , \quad 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$$

F_{t28}=2,1MPa

η = 1.6 . . . . . Pour les HA.

$$\bar{\sigma}_s = \min[226{,}67 \ , \quad 201{,}63)] = 201{,}63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 d A_S}$$

$$r_1 = \frac{100A_S}{b.d} = \frac{100\times 2{,}01}{100\times 6} = 0{,}335 \ \Rightarrow \ b_1 = 0{,}909 \Rightarrow K_1 = 39.95$$

$$s_s = \frac{M_S}{b_1 d A_S} = \frac{0{,}5\times 1000}{0{,}909\times 6\times 2{,}01} = 45{,}61\text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 201{,}63 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Ø Vérification des contraintes dans le béton :

$$s_b = \frac{s_s}{k_1} = \frac{45.61}{39.95} = 1{,}14\,\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \ s_{bc} = 1{,}14 \leq \bar{s}_{bc} = 0{,}6\, fc_{28} = 0{,}6\times 25 = 15MPa \ \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

6) le ferraillage adopté :

Armature principale : **4HA8/ml** avec : St=25cm

Armature de répartition : **3HA8/ml** avec : St=20cm

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

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

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale Fp, qui doit être≤Q. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$Fp = 4xAxCpxWp$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

(Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

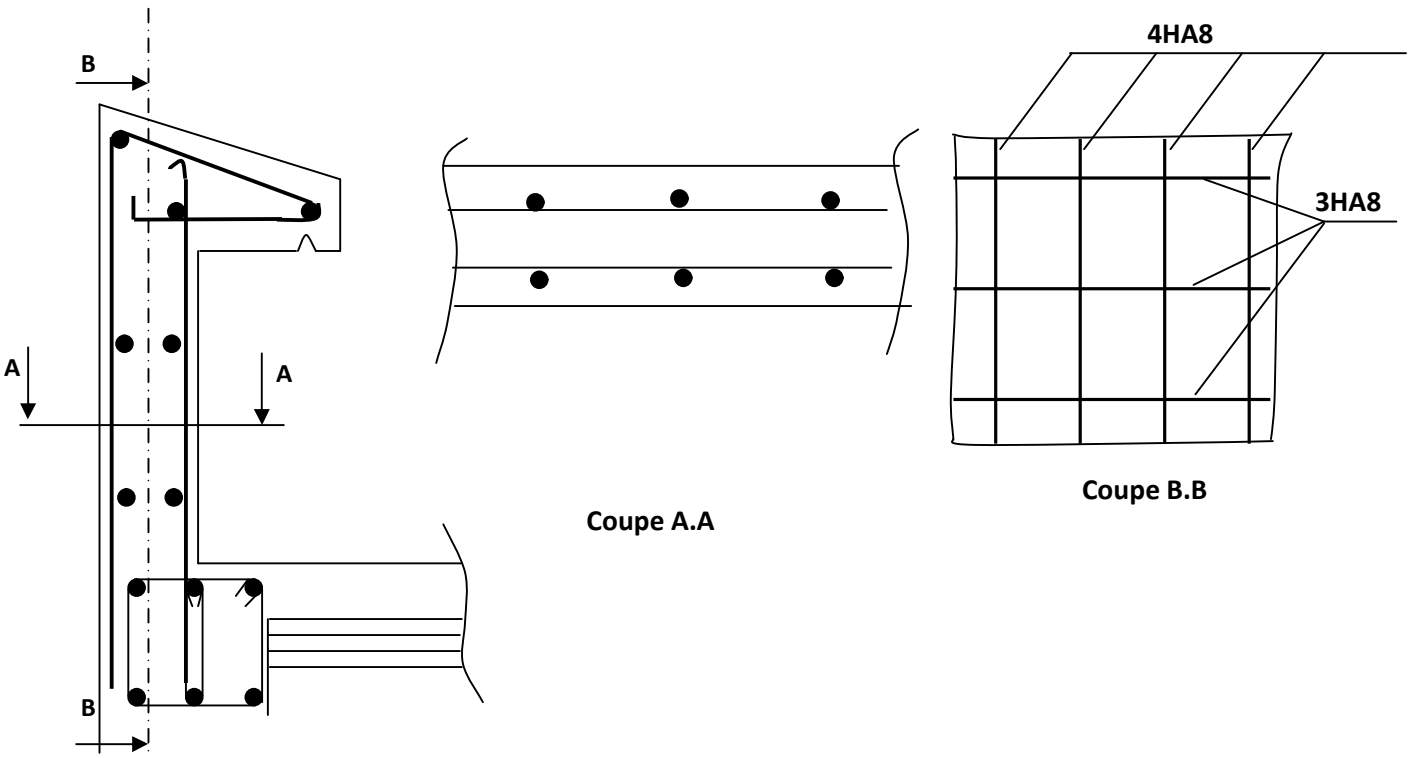
Cp : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0,3et 0,8

Wp : Poids de l'acrotère = 1,225KN/ml

$Fp = 4\times0,15\times0,8\times1,225 = 0,588$ KN/ml < Q = 1KN/ml $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_P, d'où le ferraillage adopté précédemment est convenable.



Coupe en élévation

Figure III-3 Schéma de ferraillage de l'acrotère

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.2 Calcul des planchers :

Notre structure comporte des plancher en corps creux et d'autre en dalle pleines.

III-2-1Planchers en corps creux :

La structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant la petite portée et sur les quelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

Il est constitué de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :
  -Limiter les risques de fissuration par retrait
  -Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
  -Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

Détermination des dimensions de la section en T :

La poutrelle est calculée comme une poutre en T, donc il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression, cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

h = 16+4 = 20 cm (hauteur de la section)

b_0 = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)

C = 2 cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)

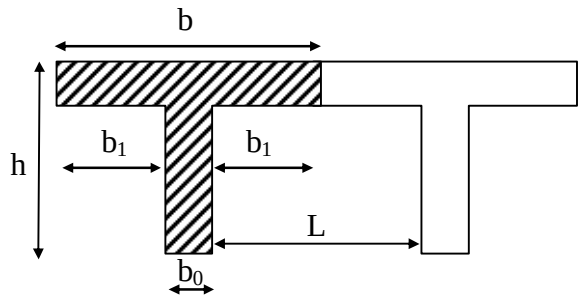
b_1 : largeur de l'hourdis a prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \le \frac{L}{2} \qquad (1)$$

$$b_1 \le \frac{L_1}{10} \qquad (2)$$

$$b_1 \le \frac{2}{3}x \qquad (3)$$

$$b_1 \le \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3}x \qquad (4)$$



Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

L_1. L_2 : distance de la portée des poutres.

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26{,}5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3}\left(\frac{350}{2}\right) = 116{,}67 \text{ cm}$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{350+350}{40} + \frac{2}{3}\left(\frac{350}{2}\right) = 134{,}17 \text{ cm}$$

Donc $b_1 \leq 26.5$ cm, on prend $b_1 = 26{,}5$ cm

b : largeur de la dalle de compression.

$b = 2b_1 + b_0 = 2\ (226{,}5) + 12 = 65$ cm

III-2-2 Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

a) Avant le coulage :

Avant le coulage la poutrelle est calculée comme étant une section rectangulaire simplement appuyée sur ses extrémités, soumises à la flexion simple sous les charges suivantes :

-Les poids propres de la poutrelle : $G_1 = 0{,}12 \times 0{,}04 \times 1 \times 25 = 0{,}12$KN/ml

-Le poids de corps creux : $G_2 = 0{,}95 \times 0{,}65 = 0{,}62$KN/ml

$G = G_1 + G_2 = 0{,}12 + 0.62 = 0{,}74$KN/ml

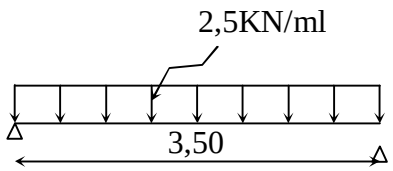
Surcharges dues à la main courante : Q = 1 KN/ml.

Ø Ferraillage à l'ELU :

- **combinaison de charge :**

a l'ELU : $Q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = 2{,}5$ KN/ml

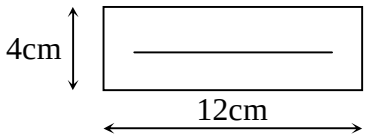
- **calcul du moment isostatique :**



$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 3{,}83 KNm$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 4{,}37 KN$$

- **ferraillage de la poutrelle :**



d = h – c = 4-2 =2 cm

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 fb_u} = \frac{3{,}83 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14{,}2} = 5{,}619 > 0{,}392$$

$$\mu_b > \mu_r = 0{,}392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle sera calculée comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : G = 5,28 x 0,65 = 3,432KN/ml
- surcharge d'exploitation : Q = 1,5 x 0,65 = 0.975KN/ml

- **combinaison d'actions :**

à l'ELU : Q_u = 1,35 G + 1,5 Q =6.09KN/ml

À l'ELS : Q_s = G + Q = 4.41KN/ml

- **Choix de la méthode de calcul :**

La méthode forfaitaire : Elle s'applique aux constructions dont :

1)- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

$Q \leq \max \{2G; 5\ kN\}$ …….. ⟶ Condition vérifiée

Q = 0,975 kN< 2G =6.86 kN

2)- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées ……⟶ condition vérifiée

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

Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent vérifiées :

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 2,80 / 3,80 \leq 1.25$$

L_i / L_{i+1} = 2,8/ 3,80 = 0.74 ……⟶ Condition non vérifiée

4)- La fissuration est considérée comme peu nuisible…… ⟶ condition vérifiée

Conclusion : donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

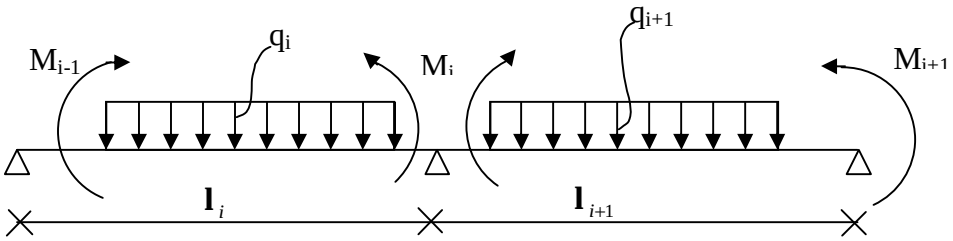
Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø Pour l'appui :

$$M_{i-1}\mathbf{l}_i + 2M_i(\mathbf{l}i + \mathbf{l}_{i+1}) + M_{i+1}\mathbf{l}_{i+1} = -(\frac{q_i\mathbf{l}_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\mathbf{l}_{i+1}^3}{4})$$



Ø Pour la travée:

$$M(x) = m(x) + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i} \quad \text{..... (1)}$$

$$m(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \quad \text{.....(2)}$$

Avec :

M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Ø Efforts tranchant :

$$T(x) = q\left(\frac{L_i}{2} - x\right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_u(x) = -q\,.x + q(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $q(x) = \frac{q.L_i}{2}$ (effort tranchant isostatique)

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-2-3) Calcul à l'ELU :

III-2-3-a) Calcul des moments aux appuis :

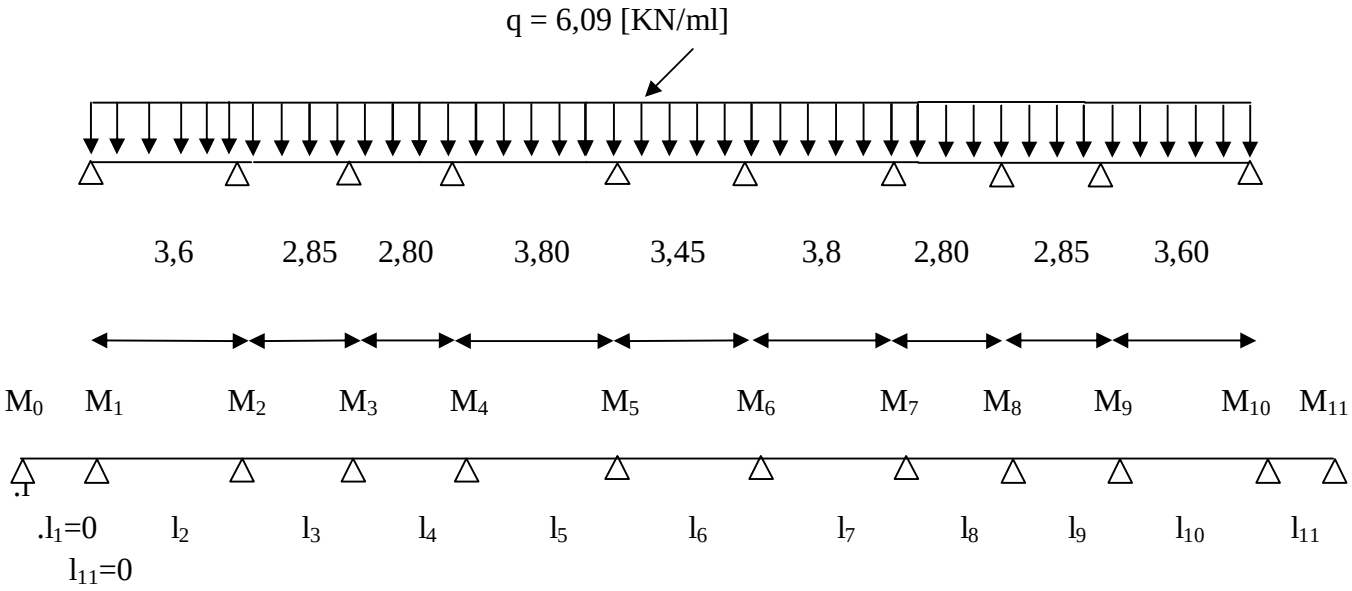


Diagramme des charges sur les poutrelles

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$M_0=M_{11}=0$

Pour i=1 $7{,}2\,M_1+3{,}6M_2=-71{,}03KNm$

Pour i=2 $3{,}6M_1+12{,}9M_2+2{,}85M_3=-106{,}28KNm$

Pour i=3 $2{,}85M_2+11{,}3M_3+2{,}8\,M_4=-68{,}67KNm$

Pour i=4 $2{,}8M_3+13{,}2\,M_4+3{,}8M_5=-116{,}96KNm$

Pour i=5 $3{,}8M_4+14{,}5M_5+3{,}45\,M_6=-146{,}06KNm$

Pour i=6 $3{,}45M_5+14{,}5M_6+3{,}8M_7=-146{,}06KNm$

Pour i=7 $3{,}8M_6+13{,}2M_7+2{,}8M_8=-116{,}96KNm$

Pour i=8 $2{,}8M_7+11{,}3M_8+2{,}85\,M_9=-68{,}67KNm$

Pour i=9 $2{,}85M_8+12{,}9\,M_9+3{,}6M_{10}=-106{,}28KNm$

Pour i=10 $3{,}6M_9+7{,}2\,M_{10}=-71{,}03KNm$

La résolution du système nous donne :

$M_1=M_{10}=-7{,}08KN.m$

$M_2=M_9=-5{,}57KN.m$

$M_3=M_8=-3{,}13KN.m$

$M_4=M_7=-6{,}23KN.m$

$M_5=M_6=-6{,}82KN.m$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-2-3-b) Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(l-x) + M_i\left(1-\frac{x}{l}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l}.$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}.$$

Travée (1-2) ; x_1 = 1,87m ; M_{max} = 3,55 KN.m.

Travée (2-3) ; x_2 =1,57 m ; M_{max} = 1,89KN.m.

Travée (3-4) ; x_3=1,22 m ; M_{max} = 1,39 KN.m.

Travée (4-5) ; x_4=1,87m ; M_{max} = 4,47KN.m.

Travée (5-6) ; x_5 =1,72 m ; M_{max} = 2,24 KN.m.

Travée (6-7) ; x_6 =1,92 m ; M_{max} = 4,47 KN.m.

Travée (7-8) ; x_7=1,58 m ; M_{max} = 1,39 KN.m.

Travée (8-9) ; x_8 =1,28 m ; M_{max} = 1,89KN.m.

Travée (9-10) ; x_9 =1,73m ; M_{max} = 3,55 KN.m.

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.

- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

On aura donc :

Les moments aux appuis :

$M_1=M_{10}$= -4, 72 KN.m

$M_2=M_9$= -3, 71 KN.m

$M_3=M_8$= -2, 08 KN.m

$M_4=M_7$= -4, 15 KN.m

$M_5=M_6$= -4,55 KN.m

Les moments en travées :

$M_{max\,(1\,;\,2)}=M_{max\,(9\,;10)}$= 4,73 KN.m

$M_{max\,(2\,;3)}=M_{max(8\,;9)}$= 2,52 KN.m

$M_{max\,(3\,;4)}=M_{max(7\,;8)}$= 1,85 KN.m

$M_{max\,(4\,;5)}=M_{max(6\,;7))}$ = 5,96 KN.m

$M_{max(5\,;6)}$ = 2,98 KN.m

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-2-3-c) Calcul des efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{d\,M(X)}{dX} = \frac{q.L_{i+1}}{2} - q.X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour X = i $\rightarrow$ $T(i) = \frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour X = i +1 $\rightarrow$ $T(i+1) = \frac{-q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_1 = 11{,}24\ KN \\ T_2 = -10{,}68\ KN \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_2 = 9{,}25\ KN \\ T_3 = -8{,}11\ KN \end{cases}$

Travée (3,4) : $\begin{cases} T_3 = 7{,}79 KN \\ T_4 = -9{,}26 KN \end{cases}$

Travée (4,5) : $\begin{cases} T_4 = 11{,}46 KN \\ T_5 = -11{,}68\ KN \end{cases}$

Travée (5,6) : $\begin{cases} T_5 = 10{,}50 KN \\ T_6 = -10{,}50 KN \end{cases}$

Travée (6,7) : $\begin{cases} T_6 = 11{,}68\ KN \\ T_7 = -11{,}46 KN \end{cases}$

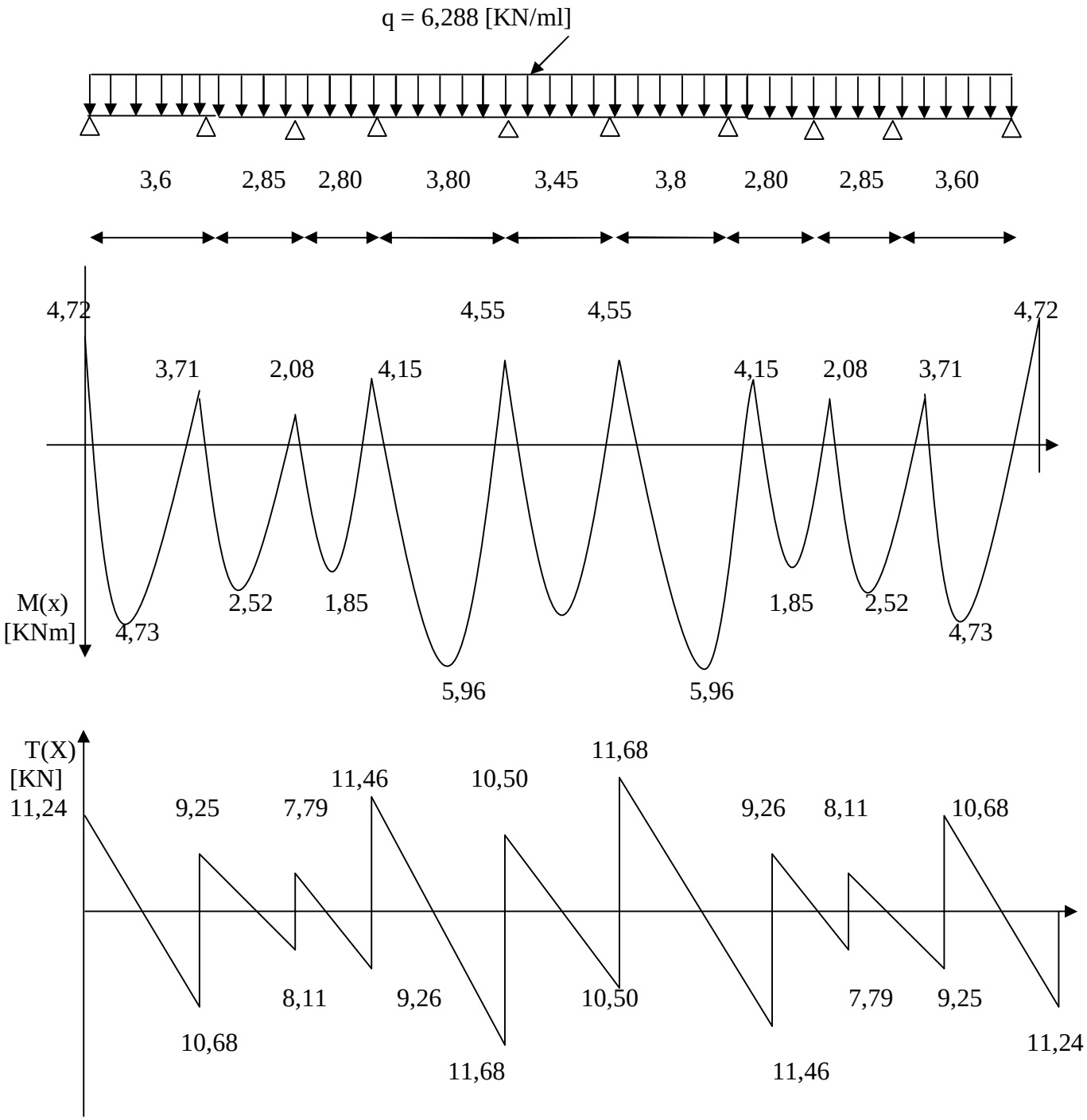
Travée (7,8) : $\begin{cases} T_7 = 9{,}26 KN \\ T_8 = -7{,}79\ KN \end{cases}$

Travée (8,9) : $\begin{cases} T_8 = 8{,}11 KN \\ T_9 = -9{,}25 KN \end{cases}$

Travée (9,10) : $\begin{cases} T_9 = 10{,}68\ KN \\ T_{10} = -11{,}24 KN \end{cases}$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



III-2-4) Calcul des armatures :

M_{tmax} = 5,96KN.m (moment max en travées)
M_{amax} = 4,72KN.m (moment max aux appuis).

III-2-4-1) Armatures longitudinales :

Ø En travée :'

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en Té.

Le moment équilibré par la table de compression :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$M = bh_0 f_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

$M = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \times 10^3\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) = 59{,}07$ KN.m

On a: $M_{tmax} = 5{,}96$KN.m < M = 59,07 KN.m.

Donc l'axe neutre est dans la table de compression $\Rightarrow$ Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire b×h (65×20).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5{,}96}{0{,}65 \times (0{,}18)^2 \times 14{,}2 \times 10^3} = 0{,}020$$

$m = 0{,}020 < m_0 = 0{,}392 \Rightarrow$ SSA

$m = 0{,}020 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0{,}990$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{bds_S} = \frac{5{,}96 \times 10^4}{0{,}990 \times 0{,}18 \times 348 \times 10^3} = 0{,}96 cm^2.$$

Soit : A_t = 3HA8=1,51cm^2.

Ø Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile d=18cm, et de largeur b_0=12.

$M_a^{\max} = 4{,}72$KN.m.

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4{,}72}{0{,}12 \times (0{,}18)^2 \times 14{,}2 \times 10^3} = 0{,}085.$$

$m = 0{,}085 < m_0 = 0{,}392 \Rightarrow$ SSA.

$m = 0{,}085 \longrightarrow b = 0{,}955$

$$A_a = \frac{M_{a\max}}{bdss} = \frac{4{,}72 \times 10^4}{0{,}955 \times 0{,}18 \times 348 \times 10^3} = 0{,}79 cm^2.$$

Soit : A_a=1HA12=1,13cm^2.

III-2-4-2) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_l^{\max}\right) = \left(\frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1\right) = 0{,}57 cm.$$

$\Phi_l^{\max}$: Diamètre maximale des armatures longitudinales.

On prend Φ_t=6mm avec A_t = 2HA6 = 0,56 cm^2 et un espacement :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$S_t^{min} \leq (0.9d\ ,40cm)=16,2cm$

Soit : S_t=16cm.

3- L'espacement entre cadre :

$St \leq \min(0,9d\ ;\ 40\ cm) = \min(0,9\times 18\ ;\ 40\ cm) = 16,2\ cm$

Soit un espacement St = 16 cm

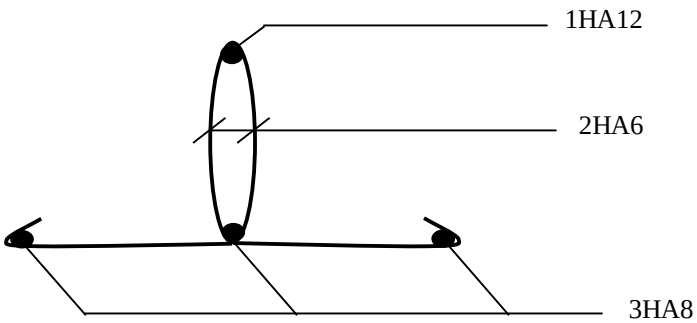


fig III4 : Plan de ferraillage de la poutrelle

III-2-5) Les vérifications:

III-2-5-1) Condition de non fragilité :(BAEL91, A.4.2.1) :

On doit vérifier que : $A \geq A_{min}$

$A_{min} \geq 0,23\ b_0 d\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23\times 12\times 18\times \frac{2,1}{400} = 0,26\ cm^2.$

Aux appuis : $A_a = 1,13cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2$.

En travée : $A_t = 1,51cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-2-5-2) Vérification de l'effort tranchant :

T_{max} = 11,68KN.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11,68\times 10^{-3}}{0,12\times 0,18} = 0,540 MPa.$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(0,2\frac{f_{cj}}{g_b}\ ,\ 5\ MPa\right) = \min(\ 3,33\ ,\ 5\ ) = 3,33\ MPa.$$

$\tau_u = 0,540\ MPa \langle \bar{\tau}_u = 3,33\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-2-5-3) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art5.1.313).

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

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

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø Appuis de rive :

$T_{max} = 11,24 \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6\ KN.$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Ø Appuis intermédiaires :

T_{max} = 11,68KN<129,6 KN. $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-2-5-4) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91 A5.1.321).

Lorsque : $T > \frac{M_u}{0,9d}$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à : $T + \frac{M_u}{0,9d}$

Ø Appui intermédiaire:

$$T = 11,68 \langle \frac{M_u}{0,9d} = \frac{5,96}{0,9 \times 0,18} = 36,79 KN.$$

Ø Appuis de rive:

$$T = 11,24 \langle \frac{M_u}{0,9d} = \frac{4,73}{0,9 \times 0,18} = 29,20 \text{ KN.}$$

Conclusion:

Il n y'a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

III-2-5-5) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Ø Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau = \frac{T_U (b - b_0)}{1,8 b d h_0} = \frac{11,68(0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} 10^{-3} = 0,735 MPa.$$

$\tau = 0,735 \text{MPa} \langle \bar{\tau}_u$ =3 ,33MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Ø Aux appuis :

$$\tau = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 11,68 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,9 \times 0,18} = 1,20 MPa.$$

$$\tau = 1,20 \leq \frac{0,8 f_{c28}}{g_{bn}} = 13,3 MPa. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-5-6) Vérification de l'adhérence : (BAEL91Art A.6.1.3) :

$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$

Avec : Ψ_s =1,5 pour les HA

$\sum_{ui}$: le périmètre des barres

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0{,}9d\sum u} = \frac{11{,}68\times10^{-3}}{0{,}9\times0{,}18\times0{,}16\times3{,}14} = 0{,}14\,MPa.$$

$\tau_{se} < \bar{t}_{se,u} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-2-5-7) Condition de non fragilité des armatures transversales : (BAEL91 Art A.5.3)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0{,}4MPa.$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = \frac{1{,}51\times235}{12\times16} = 1{,}85 \geq 0{,}4MPa. \Rightarrow Condition\ verifiee$$

III-2-5-8) Calcul du scellement droit :

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1{,}0\times400}{4\times2{,}835} = 35{,}27cm$$

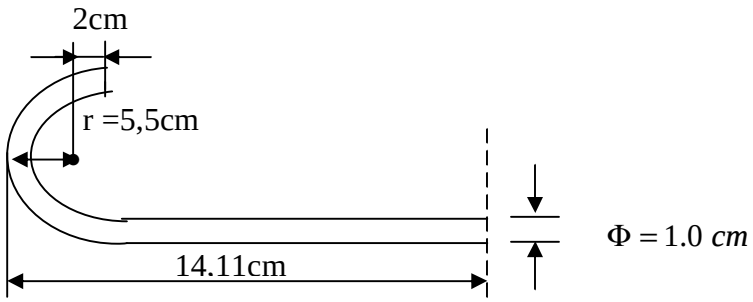
tq : $\tau_{su} = 0{,}6y^{2}f_{t28} = 0{,}6\times(1{,}5)^2\times2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors –crochet est au moins égale à :

- $0{,}6I_s$ s'il s'agit d'une barre lisse de calasse FeE215 ou FeE235
- $0{,}4I_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500

(BAEL1A.6.1.253).

$L_s = 0.4I_s = 0{,}4\times 35{,}270 = 14{,}11$cm.



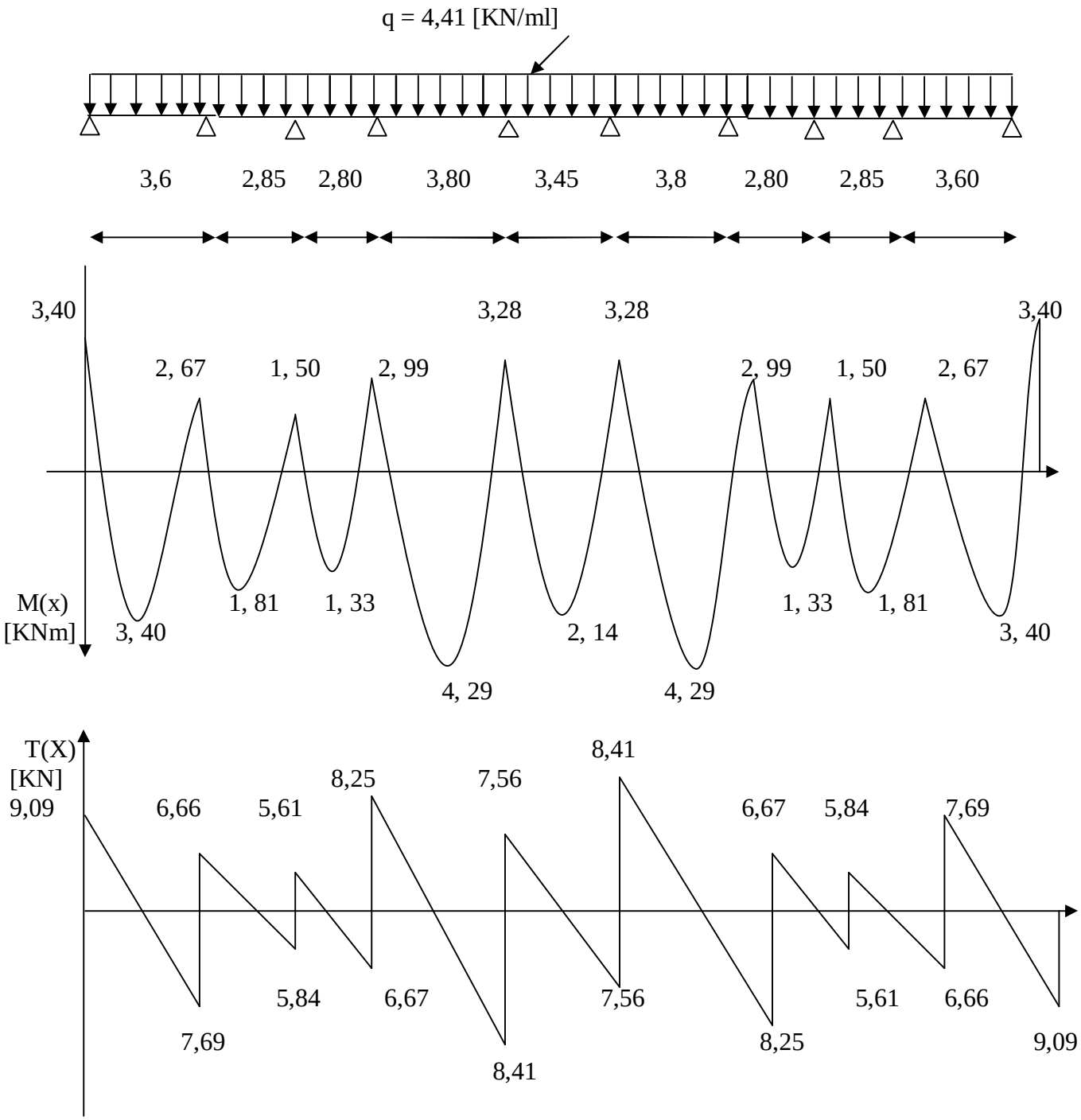
III-2-6) Calcul à l'ELS :

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (BAEL 91.p.53)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4{,}41}{6{,}09} = 0{,}72.$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



III-2-6-1) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Ø En travée:

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1{,}51}{12 \times 18} = 0{,}699 \Rightarrow \quad K_1 = 25{,}98 \;\rightarrow\; b_1 = 0{,}878.$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,29 \times 10^{-3}}{0,878 \times 0,18 \times 1,5110^{-4}} = 180,97\ MPa \ \langle\ \overline{s}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{180,97}{25,98} = 6,96 MPa.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 6,96 \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow condition\ vérifiée.$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

Ø Aux appuis :

M_a=2.38KN.m.

$$r_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523. \Rightarrow K_1 = 31,25 \ ; \quad b_1 = 0,892$$

$$s_s = \frac{M_a}{b_1 d A_a} = \frac{3,40 \times 10^{-3}}{0,892 \times 0,18 \times 1,1310^{-4}} = 187,40 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{187,40}{31,25} = 5,99 MPa.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 5,99 \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow condition\ vérifiée.$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

III-2-6-2) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III-2-6-3) Vérification de l'état limite de déformation : (BAEL 91ART B.6.5.2).

Si les conditions suivantes ne sont pas satisfaisantes donc la vérification de la flèche est obligatoire.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s^t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Avec : h : Hauteur totale (h = 21 cm)
L : Portée entre nus d'appuis ;
Mt : Moment max en travée ;
M0 : Moment max de la travée isostatique ;
A : Section des armatures ;
b0 : Largeur de la nervure
d : Hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0{,}053 \geq \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée ;

Donc on doit calculer la flèche.

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0{,}76\text{cm}.$$

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}88\text{MPa}.$

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

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+u.l_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène

$$u = \max\left[0; 1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.r.s_s + f_{t28}}\right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i.y_i}{\sum s_i}$$

$$r = \frac{A}{b_0.d} = \frac{1{,}51}{12x18} = 0{,}0069 \Rightarrow b = 0{,}985$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4{,}29 \times 10^{-3}}{0{,}985 \times 0{,}18 \times 1{,}51 \times 10^{-4}} = 160{,}24\,MPa$$

$$Y_1 = \frac{(b.h_0)h_0/2 + (b-b_0)h_0^2/2 + n.A_{st}.d}{(b.h_0) + (b-b_0)h_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{12x20^2/2 + (65-12)4^2/2 + 15x1{,}51x18}{(12x20) + (65-20)4 + 15x1{,}51} = \frac{3231{,}7}{474{,}65}$$

$Y_1 = 6{,}8\text{cm}$

$Y_2 = \text{h-}y_1 = 13{,}2\text{cm}$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}\left[y_1^3 + y_2^3\right] + h_0(b-b_0)\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15.A_s.(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}\left[6{,}8^3 + 13{,}2^3\right] + 4(65-12)\left[\frac{4^2}{12} + \left(6{,}8 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15x1{,}51(13{,}2-2)^2$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

I_0 = 18465,962cm^4

$$l_v = \frac{0{,}02.f_{t28}}{\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)r} = \frac{0{,}02x2{,}1}{\left(2+\frac{3x12}{65}\right)0{,}0069} = 2{,}383$$

$$u = \max\left[0;1-\frac{1{,}75x2{,}1}{4x0{,}0069x160{,}24+2{,}1}\right] = 0{,}563$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1{,}1x18465{,}962}{1+0{,}563x2{,}383}$$

I_{fv} = 8674,54cm^4

$$f = \frac{M_t^s xL^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$$f = \frac{4{,}29x10^6(3800)^2}{10x10818{,}88x10^4 x8674{,}54} = 6{,}60mm$$

f = 0,66cm < $\overline{f}$ = 0,76cm →……condition vérifiée.

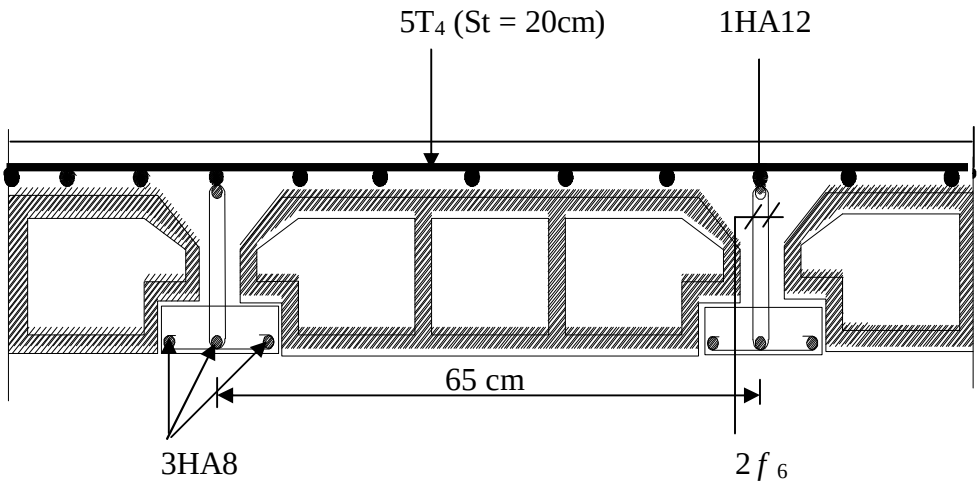


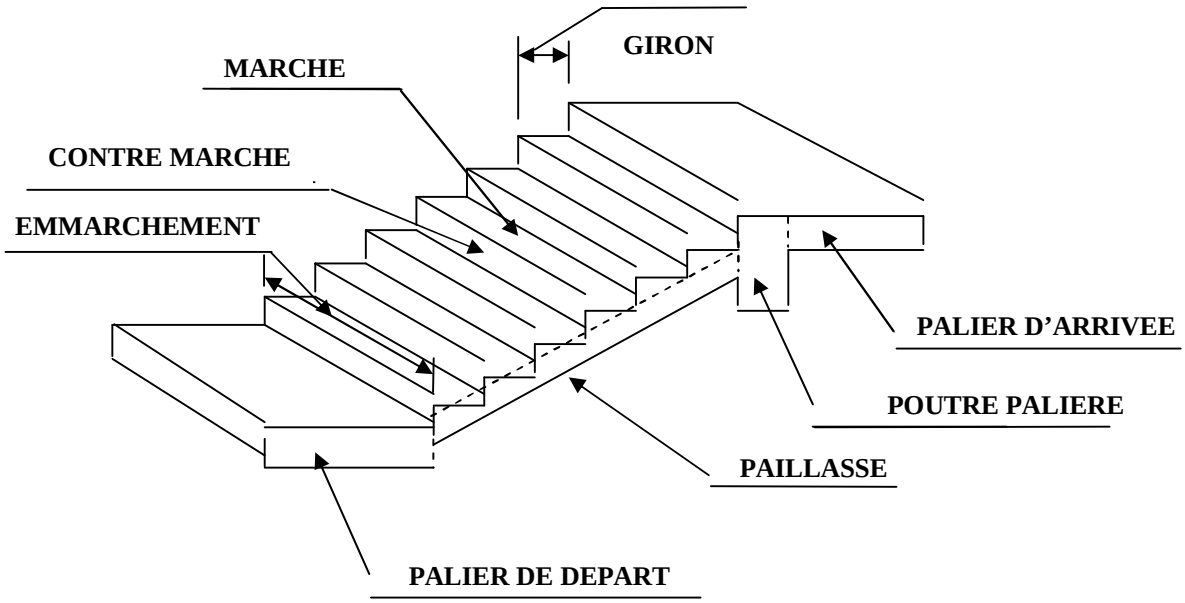
Fig.III-5 : Plan de ferraillage du plancher en corps creux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.3 Calcul des escaliers

Un escalier est un ouvrage formé de marches, et permettant de passer d'un niveau à un autre et dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place.

III.3.1 Terminologie :



Caractéristiques géométriques :

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur **h** est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron **g** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est $\mathbf{L_1}$.
- La paillasse d'épaisseur $\mathbf{e_p}$, est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'emmarchement E représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur $\mathbf{L_2}$, est l'élément intermédiaire entre deux volées

La montée **H** représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

Du coté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

.

III.3.2. Les différents types d'escaliers

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

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- 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.

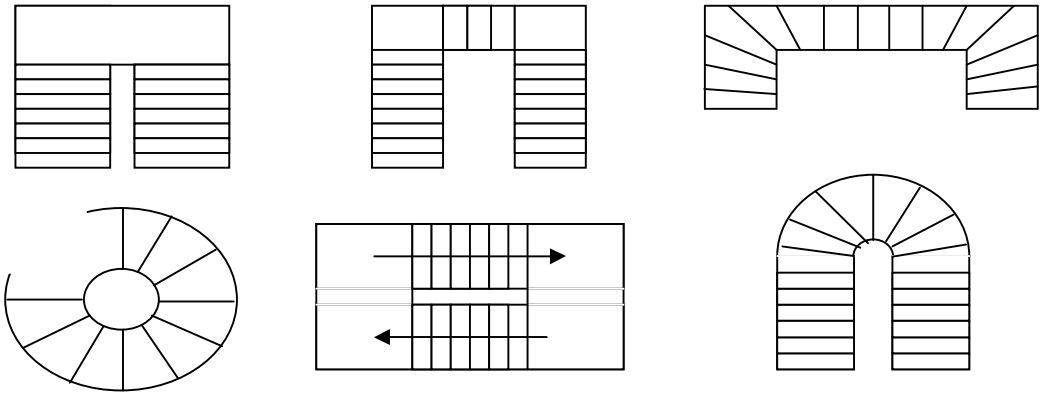


Fig.III.1.a

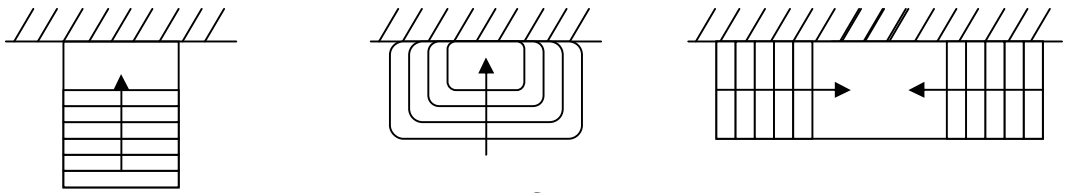
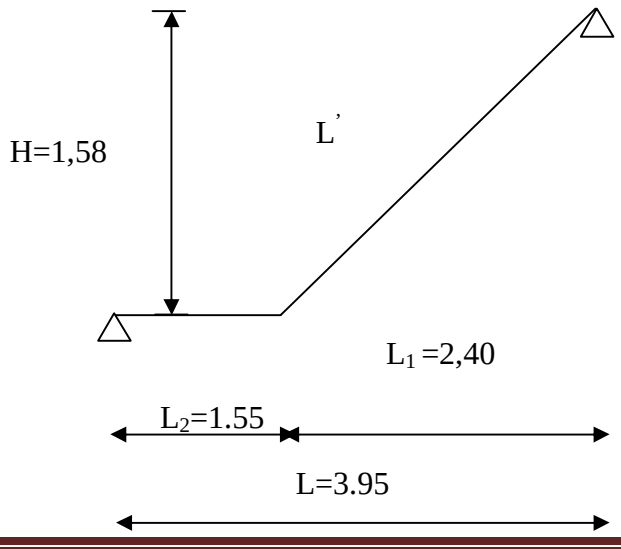


Fig.III.6

III.3.3 Pré dimensions des escaliers :

Schéma statique :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Pour les dimensions des marches (g) et 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 **:** est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)
g **:** est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'emmarchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre n = H/h n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n′ immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n′ marches de hauteur : H/n′.

La longueur de la ligne de foulée sera : $L_1 = g\,(n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

-Application :

- **calcul de g et h :**

Pour que l'escalier soit confortable il faut que :

$14cm \leq h \leq 18cm$

On prend h=17cm (h : hauteur de la contre marche)

- $n = \frac{H}{h} = \frac{158}{17} = 9,29.$ (n : nombre de marche)

n′=9

$28cm \leq g \leq 36cm$

Soit g=30cm (g : giron)

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$59cm \leq g+2h=30+(2x17)=64 < 66cm$ **(CV)**

- **Longueur de la ligne de foulée :**

$L_1 = g\,(n' - 1) = 30(9-1) = 240cm$

L_1 : portée de la paillasse projetée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø Epaisseur de la paillasse (e_p) :

On doit vérifiée la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \le e_p \le \frac{L_0}{20}$$

Avec $L_0=L^{'}+L_2$

L_2=155cm (L_2 : longueur du palier)

$$L^{'}=\frac{L_1}{\cos a}$$

Nous avons : $tga = \frac{H}{L_1} = \frac{158}{240} = 0{,}658 \Rightarrow a = 33{,}36 \Rightarrow \cos a = 0{,}835$

$$L' = \frac{L_1}{\cos a} = \frac{240}{0{,}835} = 287.42cm$$

L_0=287.42+155=442.42cm

$$\frac{442.42}{30} \le e_p \le \frac{442.42}{20} = 14.75 \le e_p \le 22.12$$

On adopte une épaisseur e_p=18cm

III.3.4 Détermination de charge et surcharge :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Ø Charge permanente :

- **Palier**

Désignation	Épaisseur (cm)	*r* (KN/m^2/cm)	G (KN/ml)
Carrelage	2	0,22	0,44
Mortier de pose	2	0,22	0,44
Lit de sable	2	0,18	0,36
Dalle en béton armé	18	0,25	4.5
G_{tot} = 5,74 KN/ml			

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- **paillasse :**

Désignation	Épaisseur (cm)	poids (KN/ml)
Les marches	18	$\frac{25\times0,18}{2}=2.25$
La paillasse	18	$\frac{25\times0,18}{\cos a}=5,39$
Lit de sable	2	0,36
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,44
Enduit ciment	1,5	0.33
Garde corps	/	0,2
G_{tot}=9,41KN/ml		

Ø Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est définie a partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; **Q=2.5 KN/ml**

Ø Combinaison de charge :

ü Etat limite ultime : ELU

$q_{u\ paillasse}$ = 1,35G + 1,5Q = $1,35\times9,41+1,5\times2,5=16,45KN/ml$

$q_{u\ palier}$ = 1,35G + 1,5Q = $1,35\times5,74+1,5\times2,5=11,50KN/ml$

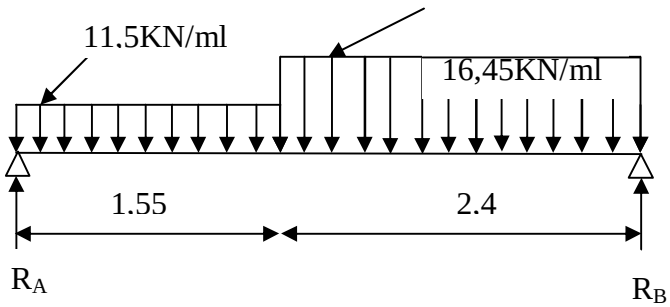
ü Etat limite de service : ELS

$q_{s\ paillasse}$ = G + Q = 9,41 + 2,5 = 11,91 KN/ml

$q_{s\ palier}$ = G + Q = 5,74 + 2,5= 8,24 KN/ml

III.3.5 Efforts internes :

III.3.5.1 ELU :



FigIII-7 : Schéma statique à l'ELU

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

v calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/x=0 \Rightarrow 2{,}4q_{upaillasse}+1{,}55q_{upalier}=R_A+R_B.$$

$R_A+R_B=2{,}4\times16{,}45+1{,}55\times11{,}5=57{,}30KN/ml.$

R_A+R_B=57,30KN/ml.

$$\sum M/A=0. \Rightarrow -11{,}5\times\frac{1{,}55^2}{2}-16{,}45\times2{,}4\times(\frac{2{,}4}{2}+1{,}55)+R_B 3{,}95=0$$

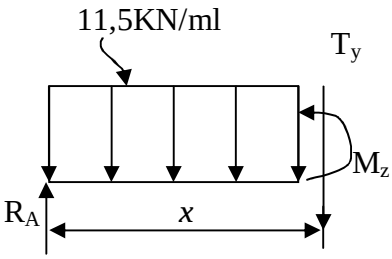
$$R_B\times3{,}95=122.38 \Rightarrow R_B=30.98KN.$$

R_A = 57.30-30,98 =26,32KN.

R_B = 30,98KN.

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- ***1er tronçon*** : $0 \le x \le 1{,}55$m :



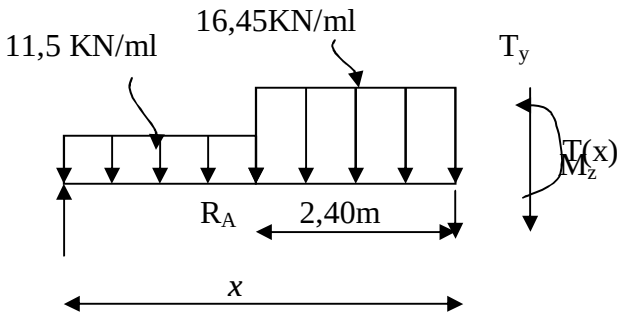
$T_y = -11{,}5x + 26{,}32 \Rightarrow$ T_y = 26,32KN ……. pour x = 0

T_y =8,49 KN …… … pour x = 1,55m

$M_z = -11{,}5\frac{x^2}{2}+26{,}32x \Rightarrow$ M_z = 0……pour x = 0

M_z =26,98 KNm……pour x = 1,55m.

- ***2ème tronçon*** : $1{,}55\text{m} \le x \le 3{,}95\text{m}$:



T(x) – 26,32 + 11,5 (1,55) +16,45 (x – 1,55) =0

T(x) = -17,825 – 16,45 (x – 1,55) + 26,32

Pour x = 1,55 ⟶ T(x) = 8,49KN

Pour x = 3,95 ⟶ T(x) = -30,98KN

$M_z = 26{,}32x - 11{,}5\times1{,}55(x-0{,}775) - 16{,}45(x-1{,}55)(x-1{,}55)/2$

Pour x = 1,55 ⟶ M_z =26,98 KNm

Pour x = 3,95 ⟶ M_z = 0 KNm

Moment fléchissant Max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx}=0 \Rightarrow -11{,}5x + 26{,}32 = 0$$

$\Rightarrow x$ = 2,28m

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur x = 2,28m.

Donc :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

M_z^{max} = -5,75 $(2,28)^2$ +26,32 (2,28)

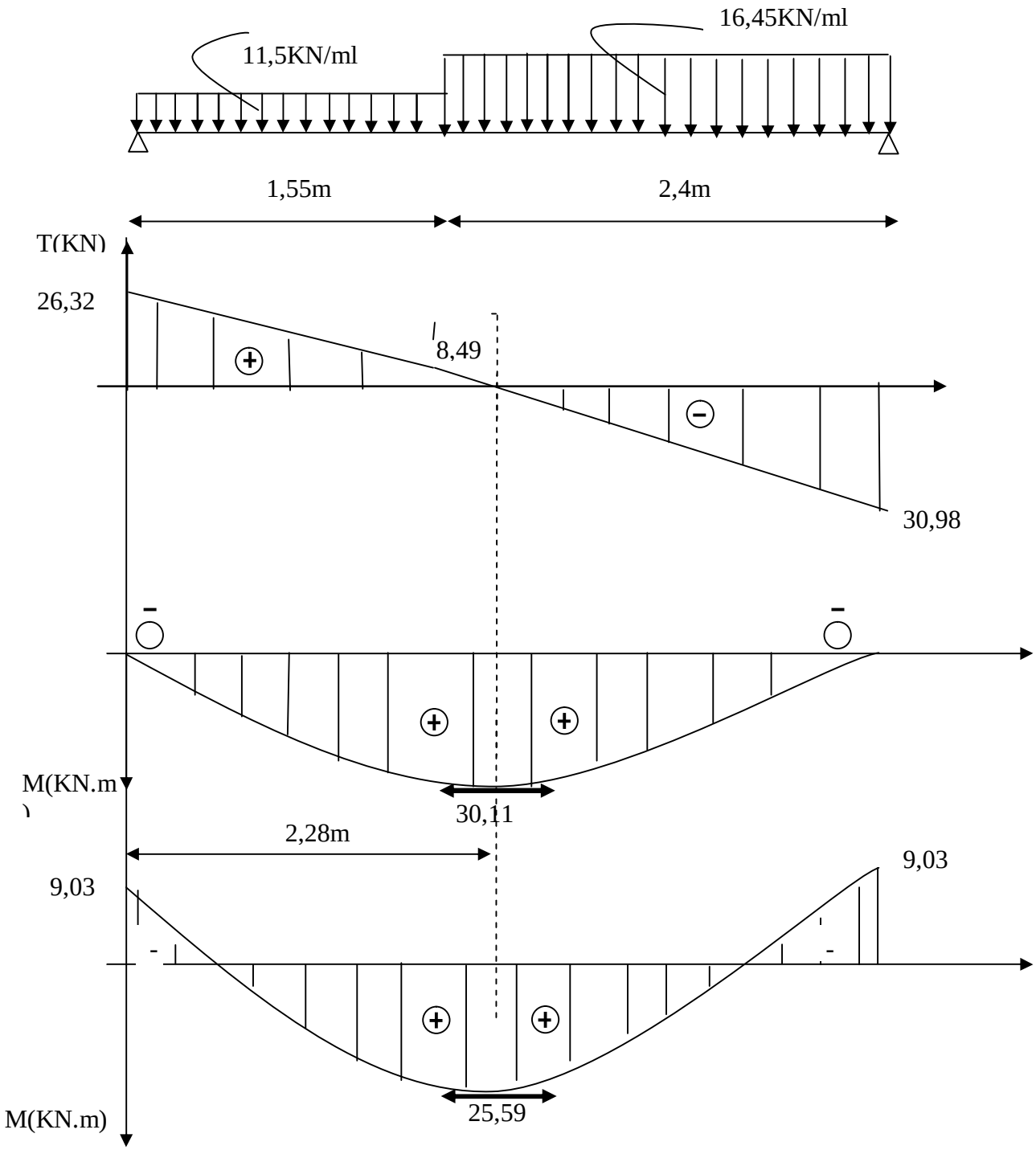
M_z^{max} = 30,11 KN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis** : M_{ua} = - 0,3 M_z^{max} = - 9,03 KN.m
- **en travées** : M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 25,59 KN.m

les résultas trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ferraillage :
Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

1- Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
b = 100 cm ; c = 2 cm ; d = 15 cm.

a) En travée :

M^t_u = 25,59 KN m

1. Armatures principales :

$$m_b = \frac{M^t_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25{,}59x10^3}{100x15^2 x14{,}2} = 0{,}0801 \le 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$m_B = 0{,}0801$ Þ $b = 0{,}958$

$$A_t = \frac{M^t_u}{bds_s} = \frac{25{,}59\times10^3}{0{,}958\times15\times348} = 5{,}12\,\text{cm}^2$$

Soit 5 HA 12/ml = 5,65 cm^2 avec un espacement S_t = 20 cm

1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}412 cm^2$$

Soit 4HA8/ml = 2,01 cm^2 avec un espacement S_t = 25 cm.

b) En appui :

M^a_u = 9,03 KN m

b1- Armatures principales :

$$m_b = \frac{M^a_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9{,}03\times10^3}{100\times15^2 x14{,}2} = 0{,}0283 \le 0{,}392 \Rightarrow SSA$$

$\mu_b = 0{,}0283 \Rightarrow \beta = 0{,}986$

$$A_a = \frac{M^a_u}{bds_s} = \frac{9{,}03\times10^3}{0{,}986\times15x348} = 1{,}754\ \text{cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = 2,51 cm^2 avec un espacement $S_t = 20\ cm^2$

b2- Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2{,}51}{4} = 0{,}62\ \text{m}^2$$

Soit 4 HA 8/ml = 2,01 cm^2 , avec un espacement $S_t = 25\ cm^2$

2- Les vérifications à l'ELU :

Ø **Vérification de la non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91]

$$A_{min} = 0{,}23bd\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x100x15x\frac{2{,}1}{400} = 1{,}81 cm^2$$

- **En travée** A_t = 5,65 cm^2 > A_{min} …… condition vérifiée.
- **Aux appuis :** A_a = 3,14cm^2 > A_{min} ……. condition vérifiée.

Ø **Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1,2/BAEL 91]

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{t}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$V_u = 30{,}98$ KN

$$t_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{30{,}98 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0{,}206 MPa$$

$\tau_u = 0{,}206$ MPa

$$\bar{t}_u = \min\left\{\frac{0{,}2 f_{cj}}{g_b}, 5MPa\right\}$$

$$\bar{t}_u = \min\left\{\frac{0{,}2 \times 25}{1{,}5}, 5MPa\right\} = \min\{3{,}33; 5MPa\}$$

$\bar{t}_u = 3{,}33\ MPa$

$\tau_u = 0{,}206$ MPa $< \bar{t}_u = 3{,}33 MPa$ …… Condition vérifiée.

- **Ø Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**
  [Art A.5.1.313/BAEL 91]

  On doit vérifier que : $T_{max} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{g_b} ab$ Avec a ≤ 0,9 d

  $T_{max} = 30{,}98$ KN $< 0{,}4 \frac{25x10^3}{1{,}5} x0{,}9x0{,}13x1 = 780KN$ …… condition vérifiée.

- **Ø Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$t_{se} \leq \bar{t}_{se} = y f_{tj} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15 MPa$

Avec : y = 1,5 pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$t_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum u} = \frac{30{,}98x10^3}{0{,}9.x150x8x3{,}14x4} = 2{,}28 MPa$$

$t_{se} \leq \bar{t}_{se}$ …… condition vérifiée.

- **Ø Ancrage des armatures :**

$\bar{t}_{sc} = 0{,}6y^2 f_{t28} = 0{,}6x1{,}5^2 2{,}1 = 2{,}835 MPa$

- **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{f.f_e}{4.\bar{t}_{se}} = \frac{1{,}2x400}{4.x2{,}835} = 42{,}33cm$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 L_s pour les aciers HA.

$L_a = 0{,}4\ L_s = 0{,}4x\ 42{,}33 = 19{,}93$ cm.

- **Ø Espacement des barres :**
  - Armatures principales : $S_{t\,max} = 20$ cm ≤ min {3h ; 33cm} = 33cm.
  - Armatures de répartition : $S_{t\,max} = 25$ cm ≤ min {4h ; 45cm} = 45cm

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

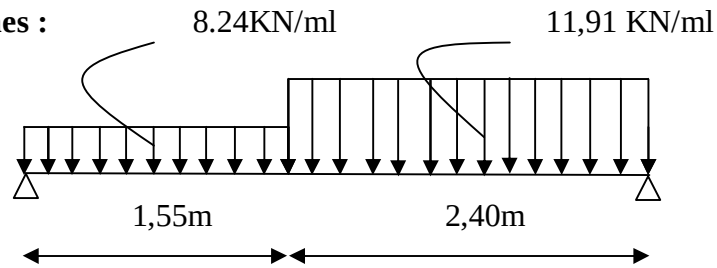
IV-2-6) Calcul à l'ELS:

Ø Combinaison de charge :

Palier : $q_s = G + Q = 5,74 + 2,5 = 8,24KN/ml$.
Paillasse : $q_s = G + Q = 9,41 + 2,5 = 11,91\ KN/ml$

Ø Calcul des efforts internes :

v Réactions d'appuis :



$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8,24x1,55 + 11,91x2,40 = 41,36KN.$

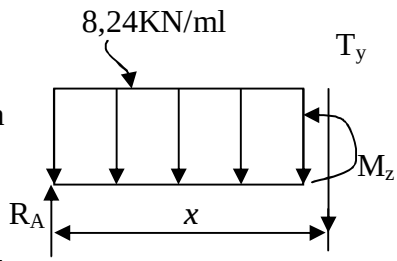
$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(1,55 + 2,40) - 8.24x1,55x\frac{1,55}{2} - 11,91x2,40x(\frac{2,40}{2} + 1,55) = 0$

$\Rightarrow \quad R_B = 22,41KN$

$R_A = 18,95KN$

v Efforts tranchants et moments fléchissant :

- ***1er tronçon*** : $0 \le x \le 1,55m$:



$T_y = -8,24x + 18,95 \Rightarrow$ $T_y = 18,95KN$ ……. pour x = 0

$T_y = 6,18\ KN$ …… … pour x = 1,55m

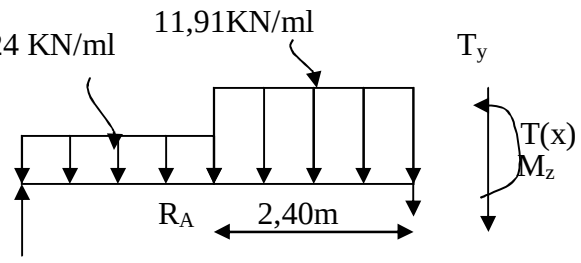
$M_z = -8,24\frac{x^2}{2} + 18,95x \Rightarrow$ $M_z = 0$……..…pour x = 0

$M_z = 19,47\ KNm$……pour x = 1,55m.

- ***2ème tronçon*** : $1,55m \le x \le 3,95m$:

$T(x) - 18,95 + 8,24\ (1,55) + 11,91\ (x - 1,55) = 0$

$T(x) = -12,77 - 11,91\ (x - 1,55) + 18,95$



Pour x = 1,55 ⟶ T(x) = 6,18KN

Pour x = 3,95 ⟶ T(x) = -22.40KN

$M_z = 18,95x - 8,24 \times 1,55(x-0,775) - 11,91(x-1,55)(x-1,55)/2$

Pour x = 1,55 ⟶ $M_z = 19,47$ KNm

Pour x = 3,95 ⟶ $M_z = 0$ KNm

Moment fléchissant Max :

$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -8,24x + 18,95 = 0$

$\Rightarrow x = 2,28m$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur x = 2,28m.
Donc :

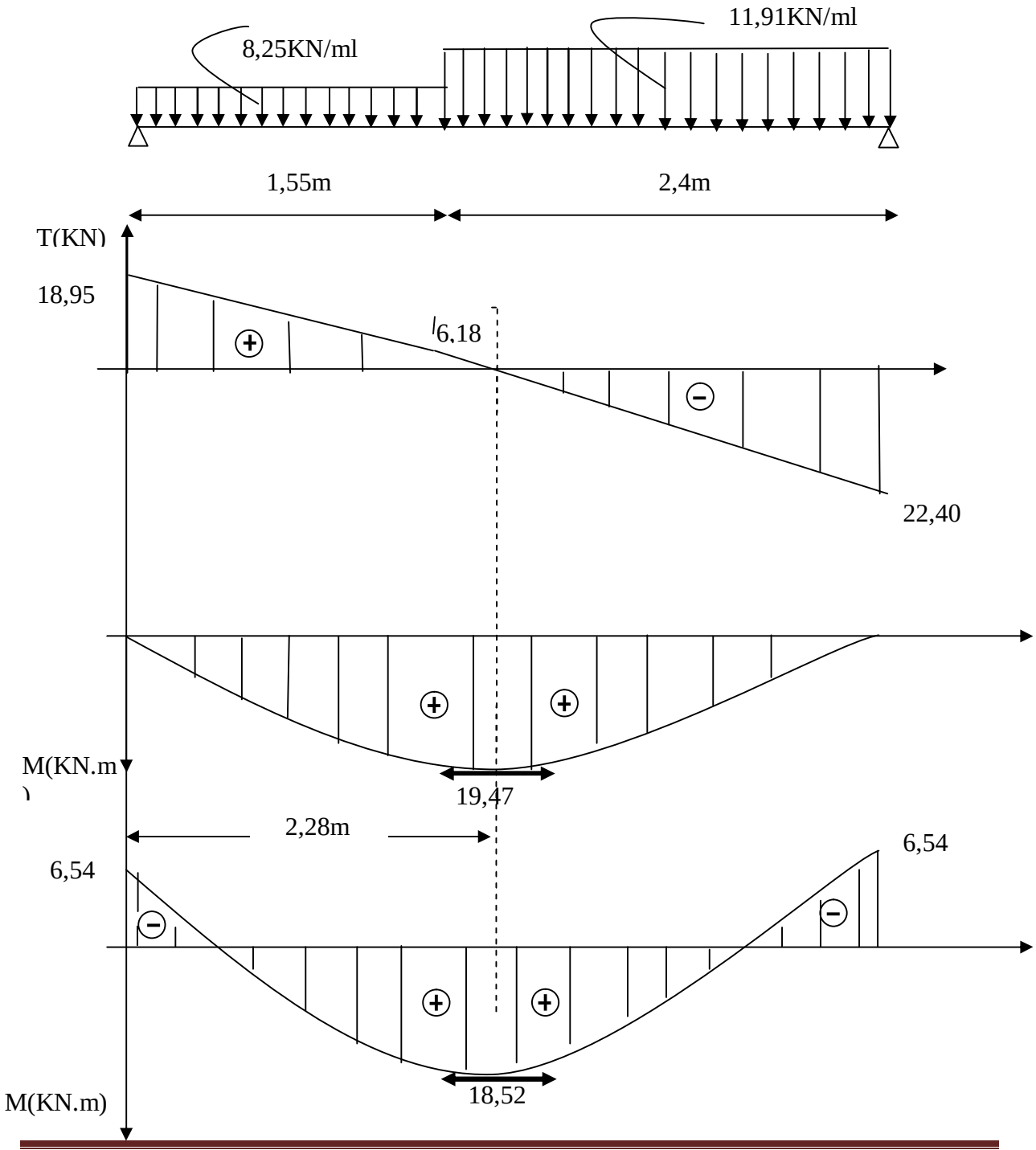
$$M_z^{max} = -4{,}12\ (2{,}28)^2 + 18{,}95\ (2{,}28)$$
$$M_z^{max} = 21{,}79\ \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis** : $M_{ua} = -0{,}3\ M_z^{max} = -6{,}54$ KN.m
- **en travées** : $M_{ut} = 0{,}85\ M_z^{max} = 18{,}52$ KN.m

les résultas trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV-2-7) Vérification à l'ELS :

Ø Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\overline{s}_{bc} = 0,6\, f_{c28} = 0,6x25 = 15\,MPa$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $s_{bc} < \overline{s}_{bc}$

En travée :

$$r_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100x5,65}{100x15} = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow \alpha_1 = 0,285 \Rightarrow K = \frac{a_1}{15(1-a_1)}$$

K=0,026

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_{ts}}{b_1 d A_t} = \frac{18,52x10^3}{0,905x15x5,65} = 241,46MPa$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,026 \times 241,46 = 6,28MPa$$

$$s_{bc} = 6,28MPa < \overline{s}_{bc} = 15MPa.....CV$$

En appui :

$$r_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100x2,51}{100x15} = 0,169 \Rightarrow \beta_1 = 0,933 \Rightarrow \alpha_1 = 0,201 \Rightarrow K = 0,016$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$s_s = \frac{M_{as}}{b_1 d A_a} = \frac{6,54x10^3}{0,933x15x2,51} = 186,18MPa$$

$$s_{bc} = K s_{st} = 0,016 \times 186,18 = 2,98MPa$$

$$s_{bc} = 2,98MPa < \overline{s}_{bc} = 15MPa.....CV$$

Ø Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{395} = 0,0430 < \frac{1}{16} = 0,0625.....condition \text{ non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{17}{395} = 0,0430 < \frac{18,52}{10 \times 19.47} = 0,095.....condition \text{ non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0038 < \frac{4,2}{400} = 0,0105.....condition \text{ vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche : (BAEL 91/ART B.6.5.2)

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79cm$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$f_v = \frac{M_s^t L^2}{10 E_v I f_v}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible ;

L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

b : largeur de la nervure.

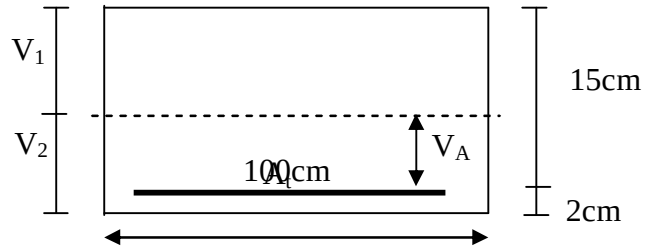
$\mathbf{E_v}$: module de déformation différée ;

$\mathbf{M_s^t}$: moment fléchissant.

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$\mathbf{V_1}$: position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818{,}865 MPa$$



Bo : aire de la section homogène.

$\mathbf{S_{xx}}$: moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$\mathbf{A_t}$: section d'armatures tendues

$$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 17 + 15 \times 5{,}65 = 1784{,}75 cm^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{xx'} = \frac{100x17^2}{2} + 15x5{,}65x15 = 15721{,}25 cm^3$$

$$V_1 = \frac{15721{,}25}{1784{,}75} = 8{,}81 cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8{,}81 = 8{,}19 cm$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2 = \frac{100}{3}(8{,}81^3 + 8{,}19^3) + 15x5{,}65(8{,}19-2)^2 = 44352{,}22 cm^4$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisé calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{18{,}52\,x10^5\,x395^2}{10x10818{,}866\,x44352{,}22\,x\,10^2} = 0{,}60$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$f = 0,60$ **p** $\bar{f} = 0,79$ ..... condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes le ferraillage des escaliers est présenté par la figure suivante :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

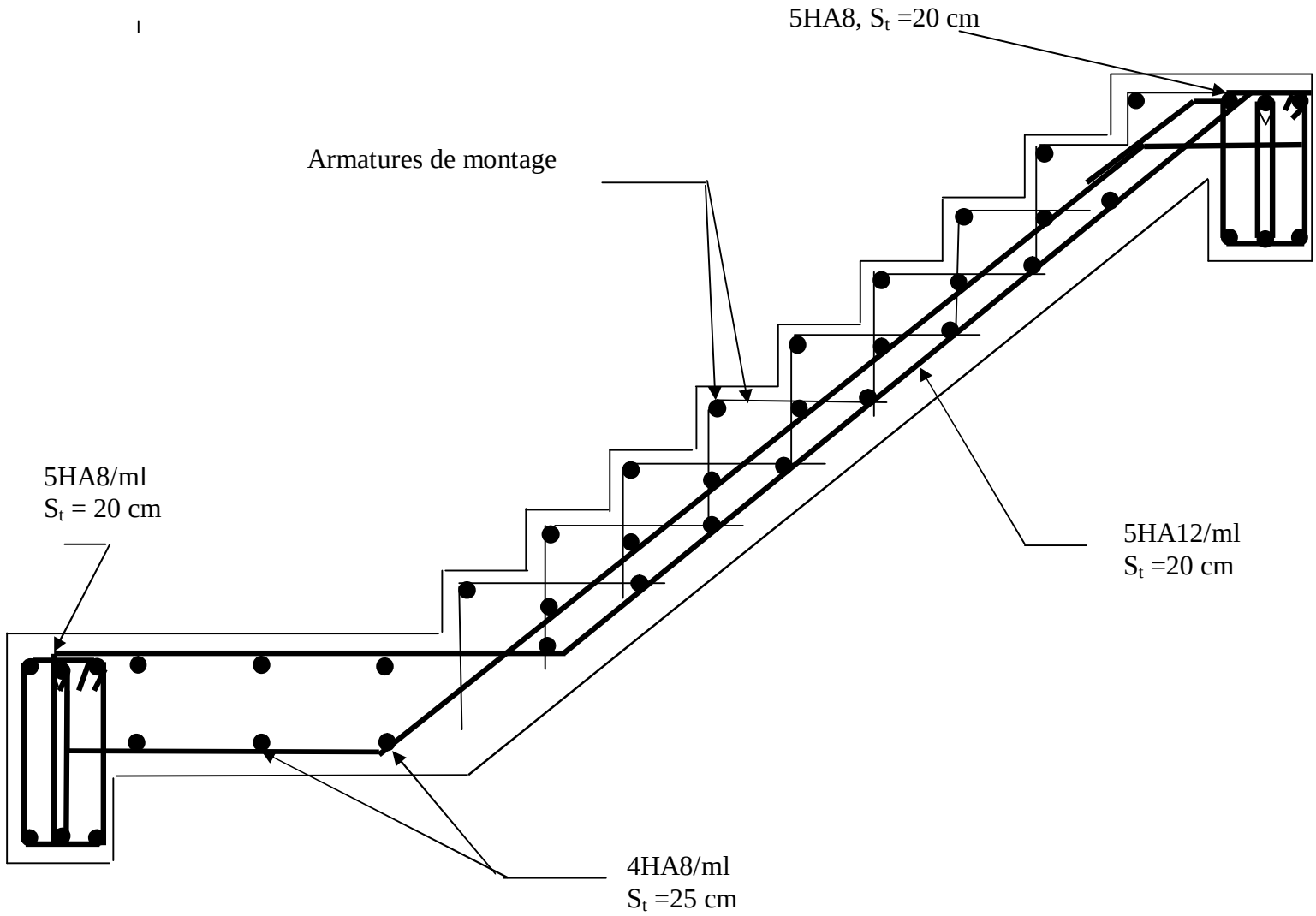


Fig-III-8 : schéma de ferraillage des escaliers

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

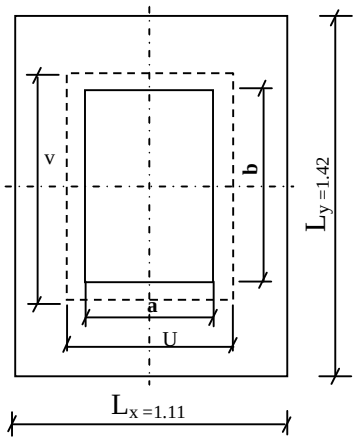
III-4 Étude de la salle machine

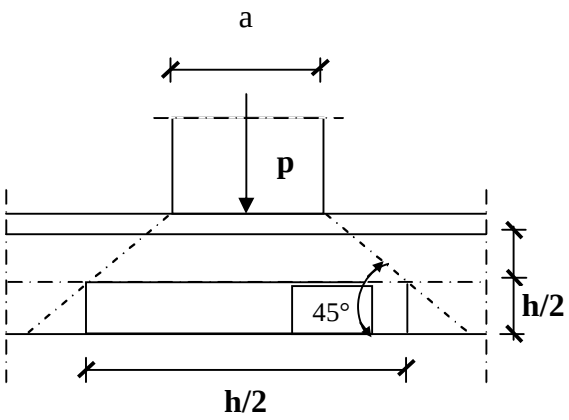
Ø Caractéristiques de l'ascenseur :

Notre bâtiment comprend 01 cage d'ascenseur de vitesse d'entrainement V=1m /s
la surface de cabinet est : S=1 ,42x1, 11=1,58m^2
La charge totale transmise par le système de levage et par la cabine est 9 tonnes

III-4-1 Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.





III-4-2 dimensionnement :

Hauteur de la dalle « h »

$$h \geq \frac{L_x}{30}$$

$$h \geq \frac{1{,}11}{30} = 0{,}037\ m$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm , nous optons pour h =15 cm

$u = a + k \cdot e_0 + h$

$v = b + k \cdot e_0 + h$

e_0 = 5 cm , épaisseur du revêtement

$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$cm

$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$cm

III-4-3 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$M_x = q\,(M_1 + \nu\, M_2)$

$M_y = q\,(M_2 + \nu\, M_1)$

Avec

ν : Coefficient de POISSON

M_1 et M_2 : Cœfficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) dans les abaques de **PIGEAUD**

Ø Calcul des efforts

$\rho = L_x / L_y = 1{,}11/1{,}42 = 0{,}8$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$\frac{U}{L_x}=\frac{1,05}{1,11}=0,95 \quad ; \frac{V}{L_y}=\frac{1,05}{1,42}=0,74$$

Apres interpolations linéaires on à : $\begin{cases} M_1 = 0.058 \\ M_2 = 0.038 \end{cases}$

ELU : $\nu = 0$

$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5$ KN

$M_{x1} = 121,5 \times 0.058 = 7,05$ KN.m

$M_{y1} = 121,5 \times 0.038 = 4,62$ KN.m

Moments engendres par le poids propre de la dalle :

$$r = \frac{L_x}{L_y}=\frac{1,11}{1,42}=0,8>0,4$$

$\Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$r = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0565$; $\mu_y = 0,595$

$q_u = 1,35\ G + 1,5\ Q$

$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 \Rightarrow G = 4,85$ KN/m^2

$Q = 1$KN /m^2

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1$, $q_u = 8,048$ KN/ml

$M_{y2} = m_y \times M_{x2}$

$M_{x2} = m_x\, q_{u;} \times l^2$

Pour $r = 0.8 \rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0565 \\ m_y = 0.595 \end{cases}$

$M_{x2} = 0,0565 \times 8,048 \times (1,11)^2 = 0,56$ KN m

$M_{y2} = 0,595 \times 0,56 = 0.33$ KN m

- **Superposition des moments**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,61$ KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,95$ KN.m

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

III-4-4 Ferraillage

Il se fera à l'ELU pour une bonde de (01) m de largeur.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø Sens X-X :

- **Aux appuis :**

$M_a = 0,3 \times 7,61 = 2,28 KN.m$

$$m_b = \frac{M_a}{bd^2.f_{bc}} = \frac{2,28.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,011 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\Rightarrow \beta = 0,994$

$$A_a = \frac{M_a}{b.d.\frac{fe}{g_s}} = \frac{2,28.10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

- **En travée :**

$M_t = 0,85 \times 7,61 = 6,47$ KN.m

$$m_b = \frac{6,47.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,032 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{6,47.10^3}{0,984 \times 12 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2,51cm² Avec : St = 20 cm

Sens-y-y :

Aux appuis :

Ma = 0,3 ×4,95 = 1,48 KN.m.

$$m_b = \frac{Ma}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,48 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,007 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\Rightarrow \quad b = 0,996.$

$$Aa = \frac{Ma}{b\ d\ f_e / g_s} = \frac{1,48 \times 10^3}{0,996 \times 12 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3 HA8/ml = 1,51 cm² avec St = 30cm.

En travée :

Mt = 0,85 x 4,95 = 4,21 KN.m.

$$m_b = \frac{Mt}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,02 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\Rightarrow \quad b = 0,990.$

$$At = \frac{Mt}{b\ d\ f_e / \gamma_s} = \frac{4,21 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8/ml =2,01 cm² avec St = 25cm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-4-5 Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]

Armatures principales :

$$A \geq \frac{b\,h\,l_0}{2\left(3-\frac{l_x}{l_y}\right)} = \frac{100\times 15\times 0{,}0008}{2\left(3-\frac{1{,}11}{1{,}42}\right)} = 0{,}27 cm^2.$$

$A \geq 0{,}27\,cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Armatures transversales : Elles ne sont pas nécessaires.

b) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : St = 25 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.
- Armatures inférieures : St = 20 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : St = 30 cm < min (3h, 33 cm) = 33cm.
- Armatures inférieures : St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

c) Condition de non poinçonnement:

P ≤ 0,045 $m_c\,h\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec m_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

m_c = 2 (u + v) = 2 (1,05 +1,05) =4,2 m.

P = 9t ≤ 0,045 × 4,2 × 0,15 × $\frac{25\times 10^2}{1{,}5}$ = 47,25 t ⇒ condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

Au niveau de U : T_{max} = Vu = $\frac{P}{2a+b} = \frac{9}{3\times 0{,}8} = 3{,}75$ t.

Au niveau de V : Tmax = Vu = $\frac{P}{2a+b} = \frac{9}{3\times 0{,}8} = 3{,}75$ t. On doit vérifier que

$t_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0{,}2\,f_{c28}}{g_b}, 5MPa\right) = \frac{0{,}2\,f_{c28}}{g_b} = \bar{t}$; La fissuration est peu nuisible donc

t_u = 3.33 MPa.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$t_u = \frac{37500}{1000 \times 120} = 0{,}312\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.

e) Vérification de l'E.L.S :

ü Les moments à l'E.L.S :

- **Moment engendré par le système de levage** :

$Mx_1 = (M_1 + V\, M_2)\, q_s$.
$My_1 = (M_2 + V\, M_1)\, q_s$.
$q_s = G + Q = 90$ KN/m^2
$Mx_1 = (0{,}058 + 0{,}2 \times 0{,}038) \times 90 = 5{,}90$ KN.m
$My_1 = (0{,}038 + 0{,}2 \times 0{,}058) \times 90 = 4{,}46$ KN.m

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$q_s = G + Q = 4{,}85 + 1 = 5{,}85$ KN/ml.

$r = 0{,}8 \longrightarrow \begin{cases} m_x = 0{,}0632 \\ m_y = 0{,}710 \end{cases}$

$Mx_2 = m_x\, q_s\, l_x^2 = 0{,}0632 \times 5{,}85 \times (1{,}11)^2 = 0{,}46$ KN.m
$My_2 = m_y \times Mx_2 = 0{,}33$ KN.m.

- **Superposition des moments :**

$Mx = Mx_1 + Mx_2 = 5{,}9 + 0{,}46 = 6{,}36$ KN.m.
$My = My_1 + My_2 = 4{,}46 + 0{,}33 = 4{,}79$ KN.m.

ü Ferraillage :

- Sens x-x :

Aux appuis :

$Ma = 0{,}3 \times 6{,}36 = 1{,}91$ KN.m

$m_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1{,}91 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}0093 < 0{,}392 \Rightarrow$ S.S.A.

$b = 0.856$

$Aa = \frac{Ma}{bd\, f_e/\gamma_s} = \frac{1{,}91 \times 10^3}{0{,}856 \times 12 \times 348} = 0{,}534$ m^2 .

En travée :

$Mt = 0{,}85 \times 6{,}36 = 5{,}41$ KN.m

$m_b = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5{,}41 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}026 \Rightarrow$ S.S.A. $\Rightarrow b = 0{,}795.$

$At = \frac{Mt}{b\, d\, f_e/\gamma_s} = \frac{5{,}41 \times 10^3}{0{,}795 \times 12 \times 348} = 1{,}63$ cm^2 .

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- Sens y-y :

Aux appuis :

Ma = 0,3 x 4,79 = 1,44 KN.m

$m_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,44\times10^3}{100\times12^2\times14,2} = 0,007$ S.S.A. $b = 0,871$.

$Aa = \frac{Ma}{b\ d\ f_e/\gamma_s} = \frac{1,44\times10^3}{0,871\times12\times348} = 0,396\ cm^2$

En travée :

Mt = 0,85 x 4,79 = 4,07 KN.m

$m_b = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,07\times10^3}{100\times12^2\times14,2} = 0,02$ S.S.A. $b = 0,811$.

$At = \frac{Mt}{b\ d\ f_e/\gamma_s} = \frac{4,07\times10^3}{0,811\times12\times348} = 1,20\ cm^2$.

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisant.

ü Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

Aux appuis : Ma = 5,61 KN.m .

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa.

$r_1 = \frac{100\times Aa}{bd} = \frac{100\times2,01}{100\times12} = 0,167 \Rightarrow k_1 = 59,63$ et $b_1 = 0.933$.

$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d\ Aa} = \frac{1,91\times10^6}{0,933\times120\times2,01\times10^2} = 84,87\ MPa$

$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{84,87}{59,63} = 1,423$ MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : Mt = 5,41N.m.

On doit vérifier :

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa.

$r_1 = \frac{100\times At}{bd} = \frac{100\times2,51}{100\times12} = 0,209$ $k_1 = 52,67$ et $b_1 = 0.926$.

$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d\ At} = \frac{5,41\times10^6}{0,926\times120\times2,51\times10^2} = 193,97\ MPa$

$s_{bc} = \frac{s_s}{k_1} = \frac{193,97}{52,67} = 3,68$ MPa < 15 MPA $\Rightarrow$ condition vérifiée.

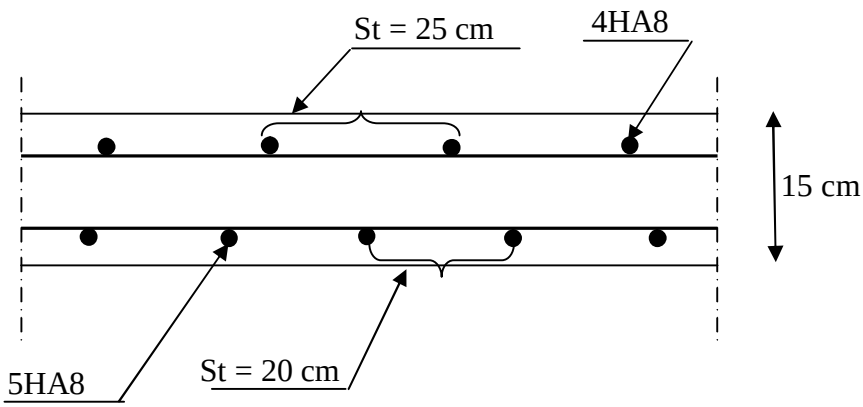
On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

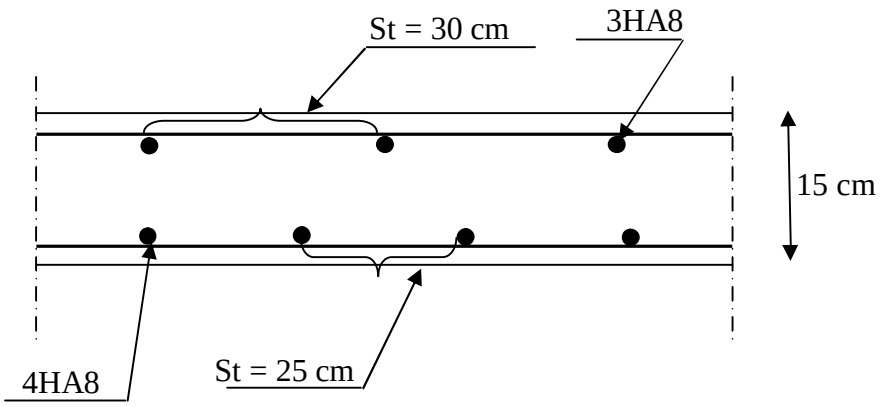
ü Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

f) Plan de ferraillage de la dalle pleine salle machine :



Sens x-x



Sens y-y

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-5 Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3,02 m.

III-5-1 Pré dimensionnement

- la hauteur (h_t)

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ ……..(III-3-1)

L : portée libre de la poutre, L = 3,02 m

h_t : hauteur de la portée.

D'où :

$302/15 \leq h_t \leq 302/10 \longrightarrow 20,13 \leq h_t \leq 30,2$ On prend $h_t = 30$ cm.

On prend $h_t = 30$ cm.

-La largeur de la poutre (b)

$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t$ ……. (III-3-2)

Avec : b largeur de la poutre.

$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$ On prend b = 25 cm

D'après : **[Art .7.5.1.5 / RPA 99]**

$b \geq 20$ cm.

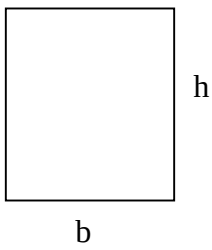
$ht \geq 30$ cm.

$h/3 \geq 4$

$b_{max} = 1.5\ h + b_1$

Condition vérifiée.

la poutre palière (b, h) = (25, 30).



III-5-2 Détermination des charges et surcharges

La poutre palière sera sollicitée par :

- Son poids propre ⟶ $G_P = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1,875$ KN/ml.
- poids du mur ⟶ $G_M = 2,36 \times (3,15-0,3) = 6,73$ KN/ml

G=8,60 KN/ml

-réaction du palier à l'ELU : $R_A = 26,32$KN

-réaction du palier à l'ELS : $R_A = 18,95$KN

III-5-3 Combinaison de charges et surcharges

A E.L.U $q_u = 1.35\ G + R_A = 37,93$ KN.

A E.L.S $q_s = G + R_A = 27,55$ KN.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

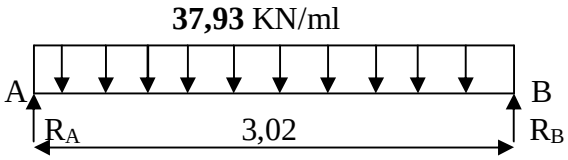


Schéma statique à l'E.L.U.

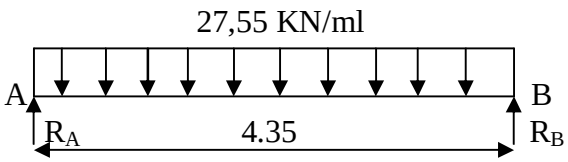


Schéma statique à l'E.L.S.

III-5-4 Calcul à l'ELU :

- Moment isostatique : $M_o = q_u l^2 / 8 = 43,24$ KN.m.
- L'effort tranchant : $T = \frac{q_u l}{2} = \frac{37,93 \times 3,02}{2} = 57,27 KN.$

En tenant compte de semi encastrement :

Moment En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 36,75$ KN.m.

Moment Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -12,97$ KN.m.

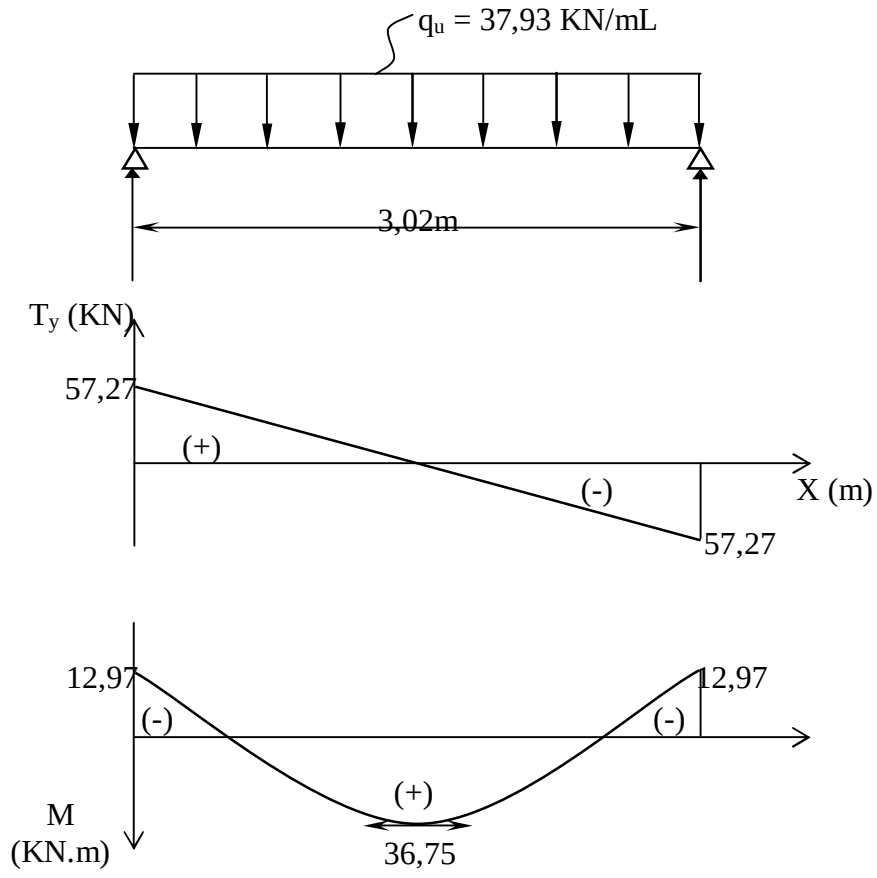


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants (ELU)

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-5-5 Ferraillage à l'ELU :

ü Calcul des armatures principales :

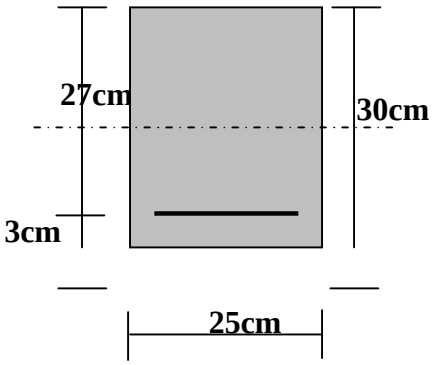
- **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36,75\times10^3}{25\times(27)^2\times14,2} = 0,142$$

$$u_b \ \mathbf{p}\ u_r = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$u_b = 0,142 \Rightarrow b = 0,923$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{bds_{st}} = \frac{36,75\times10^3}{0,923\times27\times348} = 4,24cm^2$$



Soit **A_{ut}=3HA14=4,62cm^2**.

- **Aux appuis :**

$$u_b = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,97\times10^3}{25\times(27)^2\times14,2} = 0,050$$

$$u_b = 0,050 \ \mathbf{p}\ u_r = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$u_b = 0,050 \Rightarrow b = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{bds_{st}} = \frac{12,97\times10^3}{0,974\times27\times348} = 1,42cm^2.$$

Soit : **A_a= 3HA12 = 3,39cm^2**

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0.5 en toute section d'où : 4,62 + 3.39 = 8,01 cm^2.

0.5 b h ⁄ 100 = 0.5 x 30 x 25 ⁄ 100 = 3,75 cm^2.

8,01 > 3,75cm^2 ⟶ exigence vérifiée.

III-5-6 Vérifications :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f} = 0,023\times25\times27\times\frac{2,1}{400} = 0,81cm^2$$

$$A_{ut} = 4,62cm^2 > 0,81cm^2 \rightarrow Vérifié.$$

A_{ua} = 3,39cm^2 > 0,81cm^2 → Vérifié.

b) Condition de l'effort tranchant : fissuration peu nuisible

$$t_u = \frac{T_u}{bd} \le \bar{t}_u = \min\left\{0,2\frac{f_{c28}}{g_b};5MPa\right\} = \min\{3,33MPa,5MPa\} = 3,33MPa$$

$$t_u = \frac{57,27\times10}{25\times27} = 0,848MPa\langle3,33MPa \rightarrow Vérifié$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

c) Influence de l'effort tranchant au niveau au voisinage des appuis :

- **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{fe}\left(T_u + \frac{M_a}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400x10^2}\left(57,27x10^3 - \frac{12,97\times10^3}{0,9\times27}\right) = 1,63cm^2$$

$$1,63cm^2 \langle A_a = 3,39cm^2 \rightarrow Vérifié$$

- **Influence sur béton :**

$$T_u \leq 0,4b\times0,9d\times\frac{f_{c28}}{g_b} = 0,4\times25\times0,9\times27\times\frac{25}{1,5}\times10^{-1} = 405KN$$

$$T_u = 57,27KN \langle 405KN \rightarrow Vérifié$$

d) Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} \leq \bar{t}_{se} = y_s . f_{t28} = 1,5\times2.1 = 3,15MPa$$

$$\sum U_i = \sum np\Phi = 3\times3,14\times12 = 11,3cm$$

$$t_{se} = \frac{57,27\times10^3}{0,9\times270\times113} = 2,08MPa \langle \bar{t}_{se} = 3,15MPa \rightarrow Vérifié.$$

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

e) Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{t}_s}, avec \bar{t}_s = 0,6y^2 f_{t28} = 2,835MPa$$

$$l_s = \frac{12\times400}{4\times2,835} = 42,33cm$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0,4l_s$= 0,4 x 42,33 = 16,93cm. On prend 17.

f) Diamètre des armatures transversales :

$$f_t \leq \min(f_t, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}) = \min(12;2,5;0,85)cm$$

Soit $f_t^{adpt} = 8mm$

$$A_t = \frac{pf^2}{4} = \frac{3,14\times0,8^2}{4} = 0,5cm^2$$

Soit : A_t^{adpt}=**4HA8**=2,01cm^2.

g) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

l' = 2h = 2 x30 =60cm

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$S_t \le \min(\frac{h}{4}, 12f_t) = \min(\frac{30}{4}, 12\times1,2) = 7,5cm$

$Soit : S_t = 6cm$

- **En dehors de la zone nodale :**

$S_t \le \frac{h}{2} = 15cm, Soit : S_t = 12cm.$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement

h) Vérification des armatures transversales :

$A_{min} = 0,003S_t b = 0,003\times12\times25 = 0,9cm^2 < 2,01cm^2$..... condition vérifiée

$A_{min} = 0,003S_t b = 0,003\times6\times25 = 0,45cm^2 < 2,01cm^2$.....*condition* vérifiée

III-5-6 Etat limite de service L'ELS :

1) Calcul des moments et de l'effort tranchant :

q_s = (G + Q) = 27,55KN/ml

Moment isostatique : $M_{0S} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{27,55\times(3,02)^2}{8} = 31,41KN.m$

L'effort tranchant : $T_S = \frac{q_s l}{2} = \frac{27,55\times3,02}{2} = 41,60KN$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

M_{sa} = (-0, 3).M_{S0} =-9,42KN.m

M_{St} = (0, 85).M_{S0} = 26,70KN.m

2) Vérification des contraintes:

a) Etat limite de compression dans le béton :

$s_{bc} \le \overline{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

ü Aux appuis :

$r_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100\times3,39}{25\times27} = 0,502 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 31,73 \\ b_1 = 0,893 \end{cases}$

§ La contrainte dans l'acier :

$s_S = \frac{M_{aS}}{b_1 \times dA_a} = \frac{9,42\times10^3}{0,893\times27\times3,39} = 115,24MPa$ **p** $\overline{s}_S = \frac{f_e}{g_S} = 348MPa \rightarrow vérifié.$

§ La contrainte dans le béton :

$s_{bc} = \frac{s_S}{k_1} \le \overline{s}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

$s_{bc} = \frac{115,24}{31,73} = 3,63MPa$ **p** $15MPa \rightarrow vérifié.$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

ü **En travée :**

$$r_S = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100\times 4{,}62}{25\times 27} = 0{,}684 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 26{,}32 \\ b_1 = 0{,}879 \end{cases}$$

§ **La contrainte dans l'acier :**

$$s_S = \frac{M_{ts}}{b_1 d A_t} = \frac{26{,}7\times 10^3}{0{,}879\times 27\times 4{,}62} = 243{,}50MPa \ \mathbf{p}\ \overline{s}_S = \frac{f_e}{g_S} = 348MPa \rightarrow vérifié.$$

§ **La contrainte dans le béton :**

$$s_{bc} = \frac{s_S}{k_1} \leq \overline{s}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

$$s_{bc} = \frac{243{,}50}{26{,}32} = 9{,}25MPa \ \mathbf{p}\ 15MPa \rightarrow vérifié.$$

b) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivants sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}.$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

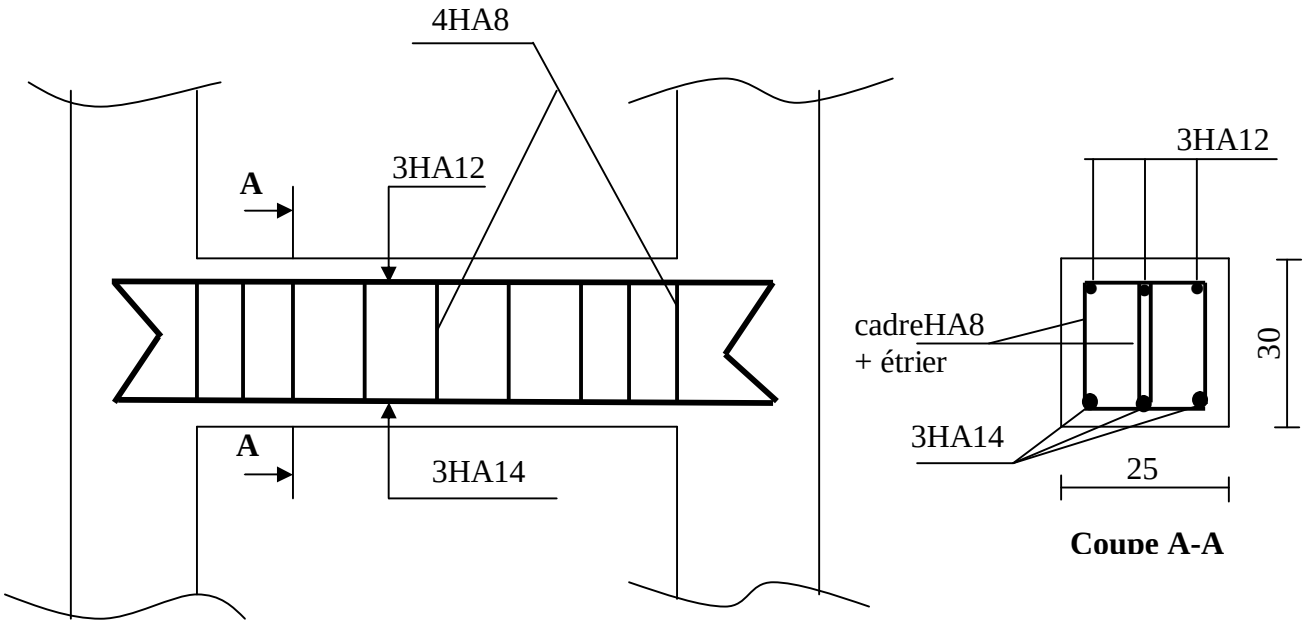
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{240} = 0{,}125 \ \mathbf{f}\ \frac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow vérifiée.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{302} = 0{,}099 \ \mathbf{f}\ \frac{26{,}70}{10\times 31{,}41} = 0{,}085 \rightarrow vérifiée.$$

$$\frac{4{,}62}{25\times 30} = 0{,}0062 \ \mathbf{p}\ 0{,}0105 \rightarrow vérifiée.$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



FigIII-8 Plan de ferraillage de la poutre palière.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-6) Calcul des balcons :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur h=1,00m, en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

III-6-1) Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur
-Largeur l=1,35m.

-Epaisseur de balcon (dalle pleine) : $e \geq \frac{l}{10} = \frac{135}{10} = 13{,}5cm$

On prend une épaisseur e = 15cm.

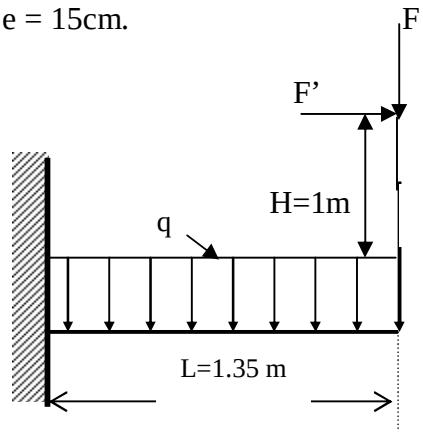


Fig .III -9 : Schéma statique du balcon

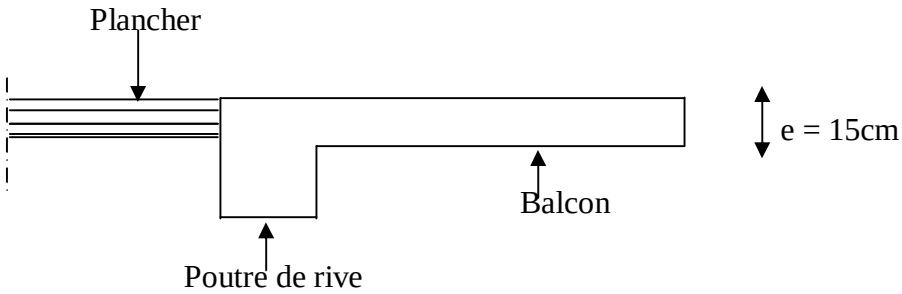


Fig. III -10 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre

III-6-2) Détermination des charges :

a/ Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : 25 x 0,15 x 1 = 3,75 KN/ml
- Couche de sable : 0,02 x 18 = 0, 36 KN/ml
- Mortier de pose : 0,02 x 22 = 0,44 KN/ml
- Carrelage scellé : 0,02 x 22 = 0,44 KN/ml
- Enduit de ciment : 0,02x18=0,36 KN/ml

G1 = 5,35 KN/ml

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

b / Charges concentrées :

- Poids de la brique creuse (e_p = 10cm) = 0,10x9 = 0,9KN / m^2.
- Poids de l'enduit de ciment = 0,02x18x2 = 0,72KN / m^2.

⟶ - Poids de garde corps : F = 0,9+0,72 = 1,62KN / m^2.

F = 1,62x1m = 1,62KN/ml.

c / Charges concentrées dues à la main courante :

F' = 1KN / ml.

d / Surcharges d'exploitation :

Q = 3,5 KN / ml.

III-6-3) Calcul à L'E.L.U :

Le balcon est calculé en flexion simple.

III-6-3-1) Combinaison de charges :

q_u = 1,35G + 1,5Q.

q_u = (1,35 x 5,35 +1,5 x 3,5)x1m = 12,47 KN / ml.

F_u =1,35F = 1, 35x1, 62 = 2,19KN/ml

F'_u =1,5F' = 1,5x1 = 1, 5 KN / ml.

III-6-3-2) Calcul de moment M_u :

La section de calcul est la section d'encastrement, section sollicitée par le moment maximum.

- **Moment provoqué par F_u** :

$M_{fu} = F_u$ x L = 2,19 x 1,35 = 2,96KNm.

- **Moment provoqué par F'_u :**

$M_{f'u} = F'_u$ x H = 1,5x1 = 1,5KNm.

- **Moment provoqué par q_u** :

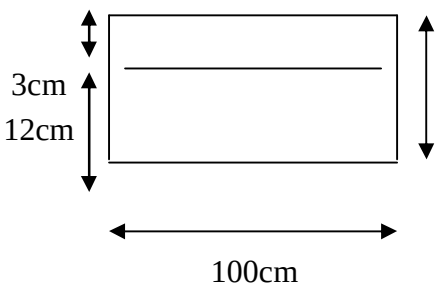
$$M_{qu} = \frac{+q_u.L^2}{2} = \frac{+12,47x(1,35)^2}{2} = 11,36KNm$$

- **Moment total M_u :**

$M_u = M_{qu} + M_{fu} + M_{f'u}$ = 11,36 + 2,96 + 1,5 =15,82 KNm.

III-6-3-3) Ferraillage :

Fig. III-44 :



- **Armatures principales :(Longitudinales)**

-Moment réduit m_u :

$$m_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{15,82}{1x0,12^2 x14,2.10^3} = 0,077$$

m_u =0,077< m_l =0,392……SSA

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

m_u = 0,077 ⟶ b = 0,959

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$A_s = \frac{M_u}{b.d.f_{su}} = \frac{15{,}82x10^3}{0{,}959x12x348} = 3{,}95\ cm^2$

On opte : A_s = 4HA12/ml = 4,52 cm^2/ml
Avec un espacement : S_t = 15cm

- **Armatures de répartition : (Transversales)**

$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13cm^2$

On adopte 4HA10 = 3,14cm^2.
Avec un espacement S_t = 15cm.

III-6-4) Vérification à L'E.L.U :

1- Condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0{,}23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} \geq 0{,}23x12x100.\frac{2{,}1}{400} = 1{,}75cm^2 < A_S = 4{,}52cm^2$…….condition vérifiée.

2- Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (cisaillement) :

Fissuration préjudiciable (Art 5-1-2-1)

$\overline{t_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{cj}}{g_b}, 4MPa\right\} = \{2{,}5MPa, 4MPa\}$ = 2,5MPa.

$T_U^{max} = q_U.l + F_u = 12{,}47 \times 1{,}35 + 2{,}19 = 19{,}02KN$

$t_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{19{,}02.10^{-3}}{1x0{,}12} = 0{,}160\ \mathbf{p}\ 2{,}5MPa$ …….condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis Art6.1.3

$t_{se} = \frac{T_{max}}{0{,}9.d.\sum u_i} = \frac{19{,}02 \times 10^{-3}}{0{,}9x0{,}12 \times 3{,}14 \times 0{,}012x4} = 1{,}168MPa$

$\overline{t}_{se} = y_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa.$

t_{se} = 1,168 MPa < $\overline{t}_{se}$ = 3,15 MPa……condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

4-Ancrage des barres (A-6-1-2) :

$L_s = \frac{f \times fe}{4 \times t_{su}} = \frac{1{,}2x400}{4x2{,}835} = 42{,}33cm.$ Avec $t_{su} = 0{,}6x1{,}5^2.2{,}1 = 2{,}835MPa$

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$l_a = 0{,}4l_s = 0{,}4x42{,}33 = 16{,}93cm.$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

On adopte l_a = 17cm.

5- Espacement des barres :

-Armatures principales :

St_{max} = 15cm ≤ $\min\{3h,33cm\}$ = 33cm……condition vérifiée.

-Armatures de répartition :

St_{max} = 15cm ≤ $\min\{4h,45cm\}$ = 45cm……....condition vérifiée.

6-Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_u^{max}}{a.b} \le 0,8\frac{f_{c28}}{g_b} \rightarrow T_u^{max} \le 0,267.a.b.f_{c28}$$

Avec : a ≤ 0,9d = 0,9x12 = 10,80cm.

0,267.a.b.f_{c28} = 0,267x10, 80x10^{-2} x1x25x10^3 = 720,9KN.

T_u^{max} = 19,02KN < 720 ,9KN……condition vérifiée.

III-6-5) Vérification à l'ELS :

III-6-5-1) Combinaison de charges :

q_s = G + Q = (5,35+3,5) x1m = 8,85KN/ml

F_s = F = 1,62KN/ml

F'$_s$ = F' = 1KN/ml

III-6-5-2) Calcul de moment M_s :

La section de calcul et la section d'encombrement, section sollicité par le moment maximum.

- **Moment provoqué par F_s :**

M_{fs} = F_sxL =1,62x1,35 = 2,19 KN.m

- **Moment provoqué par F'$_s$:**

M'$_{fs}$ = F'$_s$ x H = 1x1 = 1KNm

- **Moment provoqué par q_s :**

$$M_{qs} = \frac{q_s.L^2}{2} = \frac{8,85x1,35^2}{2} = 8,06KN.m$$

- **Moment total M_S :**

M_S = M_{qs}+M_{fs} + $M_{f's}$= 8,06 + 2 ,19 + 1 = 11,25KN.m

III-6-5-3) Vérification des contraintes dans le béton :

$$s_{bc} = k.s_{st} \le \overline{s_{bc}} = 15MPa$$

La section adoptée à l'ELU en travée est :

A_{st} = 4,52cm^2 = 4A12/ml

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$M_{st}^{max} = 11,25KN.m$

$r_1 = \frac{100xA_{st}}{bxd} = \frac{100x4,52}{100\times12} = 0,377$

$r_1 = 0,377 \xrightarrow{tableau} b_1 = 0,905$; $a_1 = 0,285$

$K = \frac{a_1}{15(1-a_1)} = \frac{0,285}{15(1-0,285)} = 0,026$

$h = 1,6HA$ car f **f** $6mm$

$s_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}.f_e;110\sqrt{h.f_{tj}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}\times400;110\sqrt{1,6\times2,1}\right\} = 201,63MPa.$

$s_{bc} = k.s_{st} = 0,026\times201,63 = 5,24MPa$ **p** $15MPa$ ……condition vérifiée.

III-6-5-4) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

III-6-5-5) Vérification de la flèche

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1/ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2/ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_S}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{11,25}{10.(11,25)} = 0.1$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4,52}{12\times100} = 0.0038 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

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

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

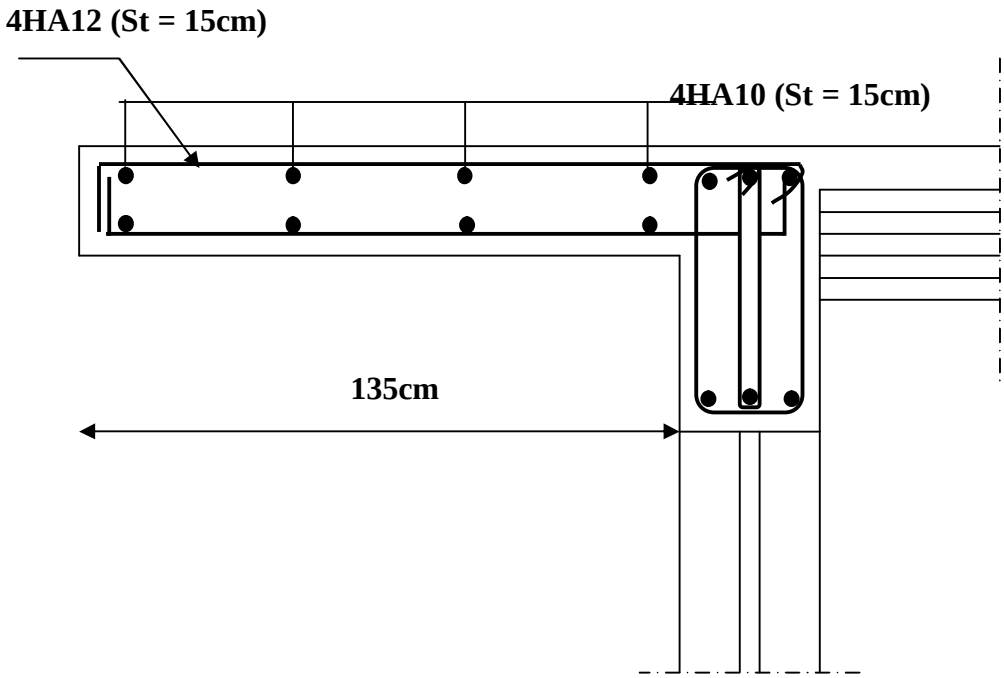


Figure III-11 : Ferraillage du dalle pleine.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III-7-Porte à faux

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

III-7-1Dimensionnement :

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13{,}5 \text{ cm}$$

On prend : h = 15cm

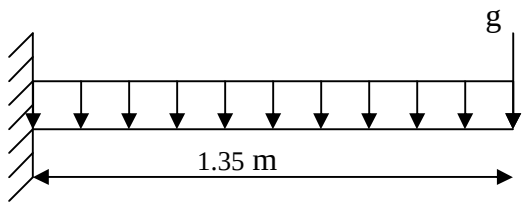


Fig. III-12

III-7-2) détermination des charges et surcharges :

a)charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : 25 x 0,15 x 1 = 3,75 KN/ml
- Couche de sable : 0,02 x 18 = 0, 36 KN/ml
- Mortier de pose : 0,02 x 22 = 0,44 KN/ml
- Carrelage scellé : 0,02 x 22 = 0,44 KN/ml
- Enduit de ciment : 0,02x18=0,36 KN/ml
- G1 = 5,35 KN/ml

Mur extérieure : G2=2,36(3,15-0,2)=6,96KN/ml

b) surcharges d'exploitation :

Q=2,5KN/ml (uniformément repartie)

III-7-3) Calcul à l'ELU :

Le porte à faux sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m.

1. combinaison de charges :

La dalle : $\mathbf{q_u}$=1,35G+1,5Q =1.35x5.35+1.5x2.5 =10.97 KN/ml

Le mur : $\mathbf{g_u}$ =1,35xg =1.35x6,96 =9,40KN/ml.

Soit : $$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l$$

- le moment provoqué par la charge $\mathbf{q_u}$:

$$Mq_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{10.97 \times 1.35^2}{2} = 9{,}99\text{KN.m}$$

- le moment provoqué par la charge $\mathbf{g_u}$:

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$Mg_u = g_u \times l$ =1.35x9,40 = 12,69 KN.m

- le moment total

$M_u = Mq_u + Mg_u$= 12,69+9,99=22,68KN.m

III-7-3-1-Ferraillage :

-Armatures principal :

$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,68 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2}$ =0,111< 0.392 section simplement armée

μ_u=0.111 → β=0.940

$A = \frac{M_u}{b \times d \times s_{st}} = \frac{22,68 \times 10^3}{0.940 \times 12 \times 348}$ =5,78 cm^2

Soit une section de **6HA12=6,79 cm^2**, avec un espacement **St=20 cm**

-Armatures de répartition :

$Ar = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4}$ =**1.69 cm^2**

Soit une section de **4HA8=2,01cm^2** avec un espacement **St=25cm**

III-7-3-2-vérifications à l'ELU :

a)vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) **:**

$A_{min} = 0.23.b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400}$ = **1.45cm^2**

A_S =6,79 cm^2 > A_{min} =1.45cm^2……..**condition vérifiée**

b) vérification au cisaillement :

$t_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{t_u}$

$T_u = q_u l + g_u$ =10.97x1.35+9, 40 =24,21 KN

$t_u = \frac{24,21 \times 10^3}{1000 \times 120}$ =0.20 Mpa

$\overline{t_u}$ =min { $\frac{0.15 f_{c28}}{g_b}$; 4Mpa}= 2.5Mpa (fissuration préjudiciable)

t_u **=0.20 Mpa**< $\overline{t_u}$ **=2.5Mpa**……**condition vérifiée**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

c) vérification de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL91) **:**

$$t_{se} = \frac{T_u}{0{,}9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{t_{se}}$$

$\sum U_i = n \times p \times \Phi$ =6x3.14x12 =**226,08 mm**

$\overline{t_{se}} = y \times f_{t28}$ =1.5x2.1 =**3.15MPa**

$$t_{se} = \frac{24{,}21 \times 10^3}{0{,}9 \times 120 \times 226{,}0880} = 0{,}99 \text{ MPa}$$

t_{se} **=0,99MPa<** $\overline{t_{se}}$ **=3.15MPa**……**condition vérifiée**

d) longueur de scellement :

la longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{f \times f_e}{4 \times \overline{t_s}}$$

$\overline{t_s} = 0.6 \times y_s^2 \times f_{t28}$ =0.6x1.5^{2}x2.1=**2.835MPa**

$$l_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = \mathbf{42{,}32}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA : l_a **=0.4**$\times l_s$

l_a =0.4x42, 32=**16,93cm**

Soit l_a **=20 cm**

e) vérification de l' écartement des barres :

- armatures principales

St=20cm≤min {3h ; 33}=33……**condition vérifiée**

- armatures de répartition

St=25cm≤min {4h; 45cm} =45cm…… **condition vérifiée**

III-7-4- calcul à l'ELS :

1. **combinaison de charges :**
   - dalle :q_s=G+Q =5.35+2.5 =7.85KN/ml.
   - Mur :g_s=g=6,96 KN/ml
2. **calcul des moments :**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$Ms=Mq_s+Mg_s=\frac{q_s\times l^2}{2}+g_s\times l=(\frac{7,85\times 1,35^2}{2}+6,96\times 1,35)=16,55KN.m$$

Ferraillage :

$$\text{On a : } m=\frac{Ms}{bd^2 f_{bu}}=\frac{16,55\times 10^3}{100\times 12^2\times 14,2}=0.081\rightarrow \quad b=0,732$$

$$A=\frac{M_s}{bds_{st}}=\frac{16,55\times 10^3}{0,732\times 12\times 348}=5,41cm^2<A_{adoptée}$$

Le ferraillage adopté à l'ELU est vérifié.

III-7-4-1-vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton :

$s_{bc}=k.s_{st}\leq \overline{s_{bc}}$ =15MPa

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-la section est rectangulaire.

-la nuance des aciers est FEe400.

$$g=\frac{M_u}{M_s}=\frac{22,68}{16,55}=1.37$$

$$b=0,940\rightarrow a=0,1489\leq \frac{g-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=0,435 \quad \Rightarrow \textbf{ Condition vérifiée}$$

Donc le calcule de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

6HA12 (St = 20cm)

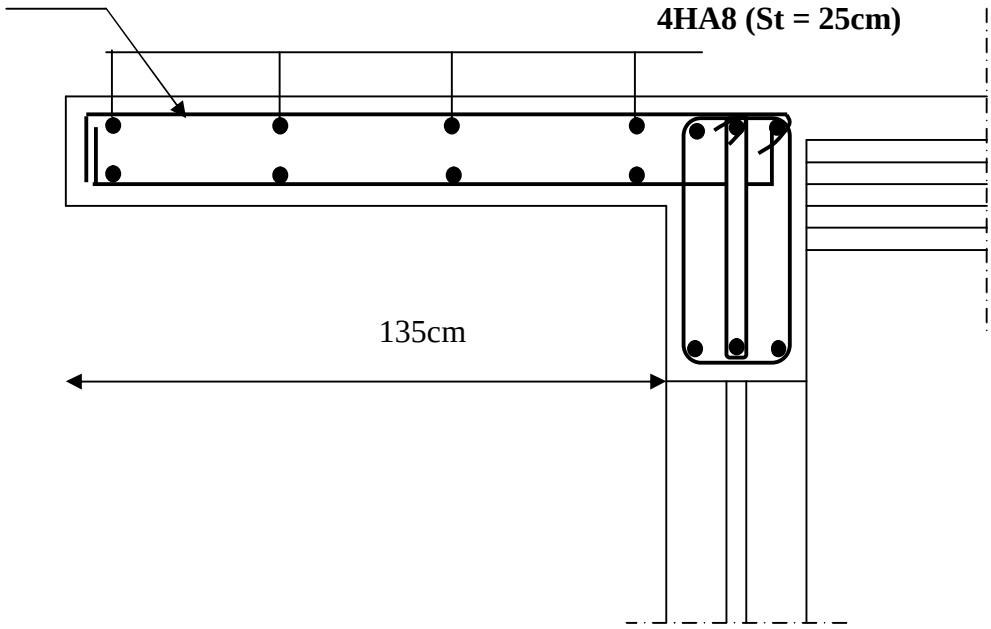


Figure III-13 : Ferraillage du porte à faux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre IV: Etude de contreventement

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV-1) Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

a)Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.

b) Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.

c) Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

d) dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

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

IV-2) Etude des refends *:*

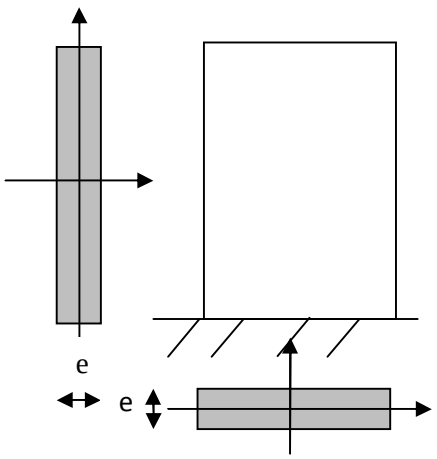


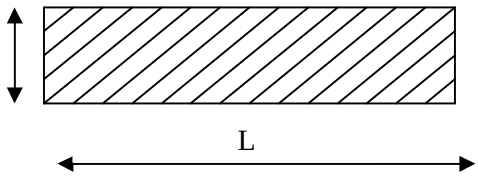
Figure (IV.1) : Vue en plan et en coupe des refends.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

a) Calcul des inerties :

a-1) Refends longitudinaux :

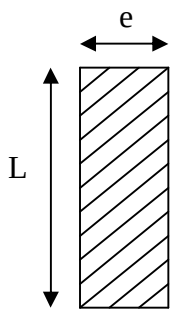
$$\begin{cases} Ix = \dfrac{L \times e^3}{12} \\ Iy = \dfrac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y.

b-1) Refends transversaux *:*

$$\begin{cases} Iy = \dfrac{L \times e^3}{12} \\ Ix = \dfrac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x.

- Inertie des voiles longitudinaux :

VOILE	e(m)	L (m)	$I_y(m^4)$	N^bre de voiles	Total I_y (m^4)
VL1	0.20	3,6	0,778	48	37,34
VL2	0.20	1,64	0,073	48	35,04
VL3	0.20	1,725	0,085	13	1,105
				I_y = 73,48 m^4	

- Inertie des voiles transversaux:

VOILE	e(m)	L (m)	$I_x(m^4)$	N^bre de voiles	Total I_y (m^4)
VT1	0.20	4,2	1,235	48	59,28
VT2	0.20	2,5	0,26	48	12,48
VT3	0.20	1,06	0,02	26	0,52
				I_x = 72,28 m^4	

IV-3) Caractéristiques géométriques des portiques :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$\text{Poteau} : Kp = \frac{Ip}{hc}$$

$$\text{Poutre} : Kpr = \frac{Ipr}{Lc}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

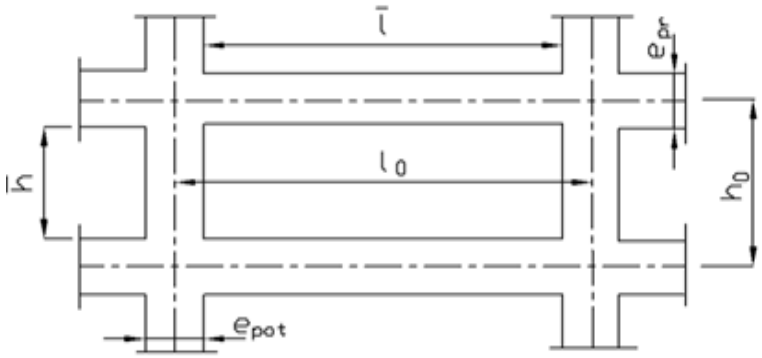
I_{pot} : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq h_e$

$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq L_o$



Figure(IV.2): Coupe verticale d'un niveau.

Sens longitudinal*:*

Niveau	Pot	$I_{pot}(cm^4)$	$h_c(cm)$	$K_{pot}(cm^3)$	$I_{pout}(cm^4)$	$L_c(cm)$	$K_{pout}(cm^3)$
1, 2,3	A	303750	295	1029,66	107187,5	337,5	317,59
	B					262,5	408,33
	C					257,5	416,26
	D					357,5	299,82
	E					322,5	322,36
	F					357,5	299,82
	G					257,5	416,26
	H					262,5	408,33
	I					337,5	317,59
	J						
4, 5, 6, 7, 8,9	A	186666,67	292,5	638,18	107187,5	342,5	312,95
	B					267,5	400,7
	C					262,5	408,33
	D					362,5	295,69
	E					327,5	327,29
	F					362,5	295,69
	G					262,5	408,33
	H					267,5	400,7

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	I					342,5	312,95
	J						
10,11, 12	A	107187,5	290	369,61	107187,5	347,5	308,45
	B					272,5	393,35
	C					267,5	400,7
	D					367,5	291,6
	E					332,5	322,36
	F					367,5	400,7
	G					267,5	291,6
	H					272,5	393,35
	I					347,5	308,45
	J						

Sens transversal :

Niveau	Pot	$I_{pot}(cm^4)$	$h_c(cm)$	$K_{pot}(cm^3)$	$I_{pout}(cm^4)$	$L_c(cm)$	$K_{pout}(cm^3)$
1, 2,3	1	240000	297,5	806,72	186666,66	395	472,57
	2					330	565,65
	3					395	472,57
	4						
4, 5, 6, 7, 8,9	1	142917	295	484,46	186666,66	400	466,67
	2					335	525,42
	3					400	466,67
	4						
10,11, 12	1	78750	292,5	269,23	186666,66	405	460,90
	2					340	549,02
	3					405	460,90
	4						

IV-4) Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^2 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Calcule de l'inertie fictive :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma\Delta_i}$$

Avec : I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma\Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie I=1 m^4, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du« moment des airs ».

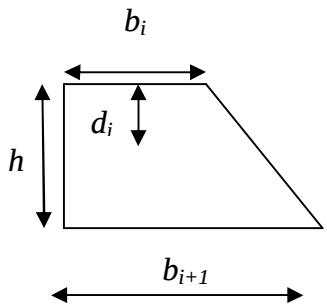
La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.



Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

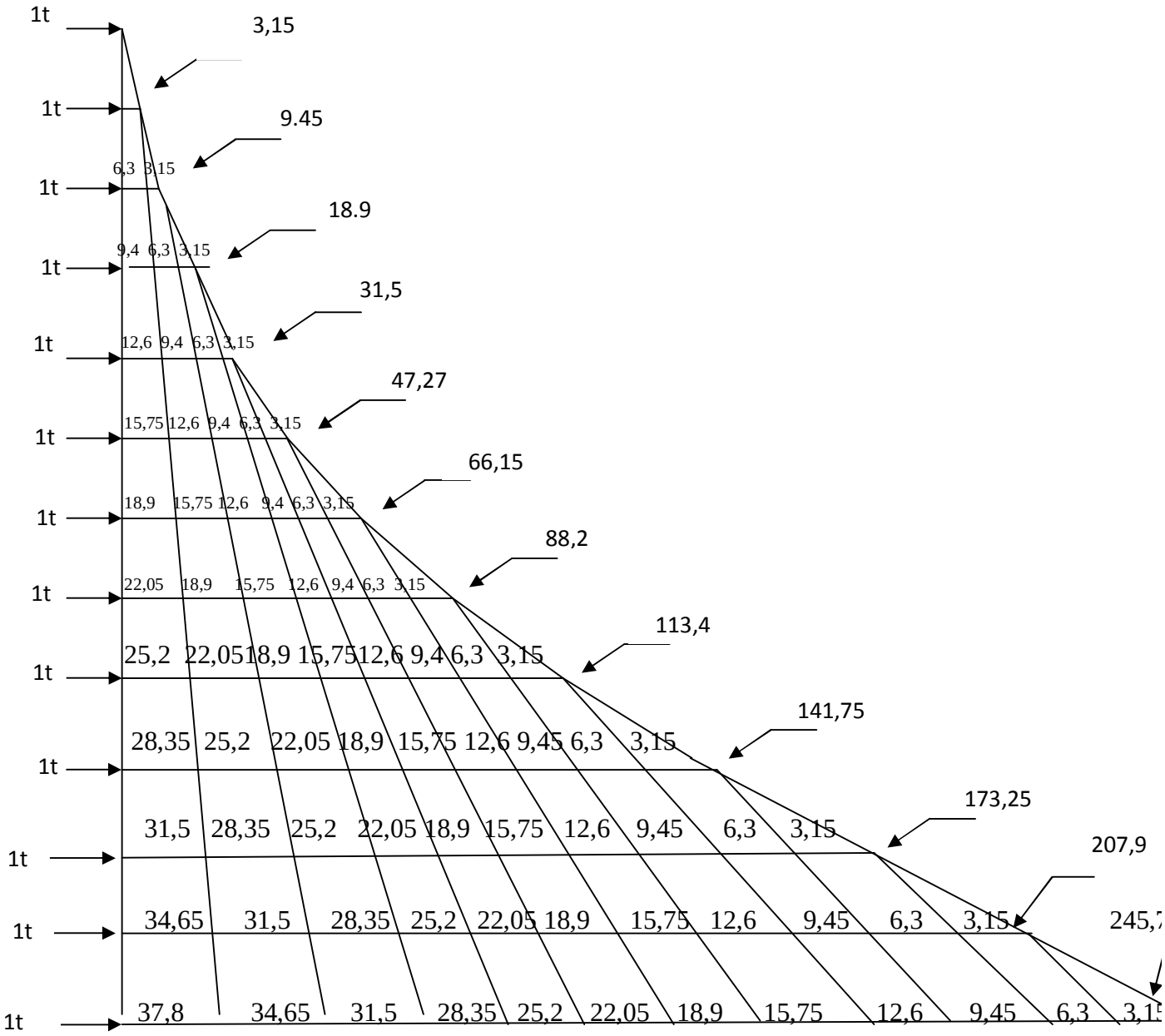


Figure (IV.3) : Diagramme des moments

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Calcul de **Si x di** pour les différents niveaux :

Niveaux	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	$S_i(m^2)$	d_i(m)	$S_i\ d_i$	$\sum S_i\ d_i$
12	3,15	3,15	0	4,96	1,05	5,21	87295,07
11	3,15	9,45	3,15	19,84	1,31	25,99	79301,28
10	3,15	18,9	9,45	44,65	1,4	62,51	63635,92
09	3,15	31,5	18,9	79,38	1,44	114,30	59312,19
08	3,15	47,27	31,5	124,06	1,47	182,37	49567,95
07	3,15	66,15	47,27	178,63	1,55	276,88	40146,44
06	3,15	88,2	66,15	233,65	1,52	355,15	31193,11
05	3,15	113,4	82,2	308,07	1,49	459,02	22897,50
04	3,15	141,75	113,4	401,86	1,51	606,81	15468,45
03	3,15	173,25	141,75	496,12	1,52	754,1	9157,46
02	3,15	207,9	173,25	600,31	1,53	918,47	4261,95
01	3,15	245,7	207,9	714,42	1,53	1093,06	1093,06

Calcul des flèches par niveaux :

$$f_{RDC} = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{1093,06}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} = \frac{4261,95}{EI}$$

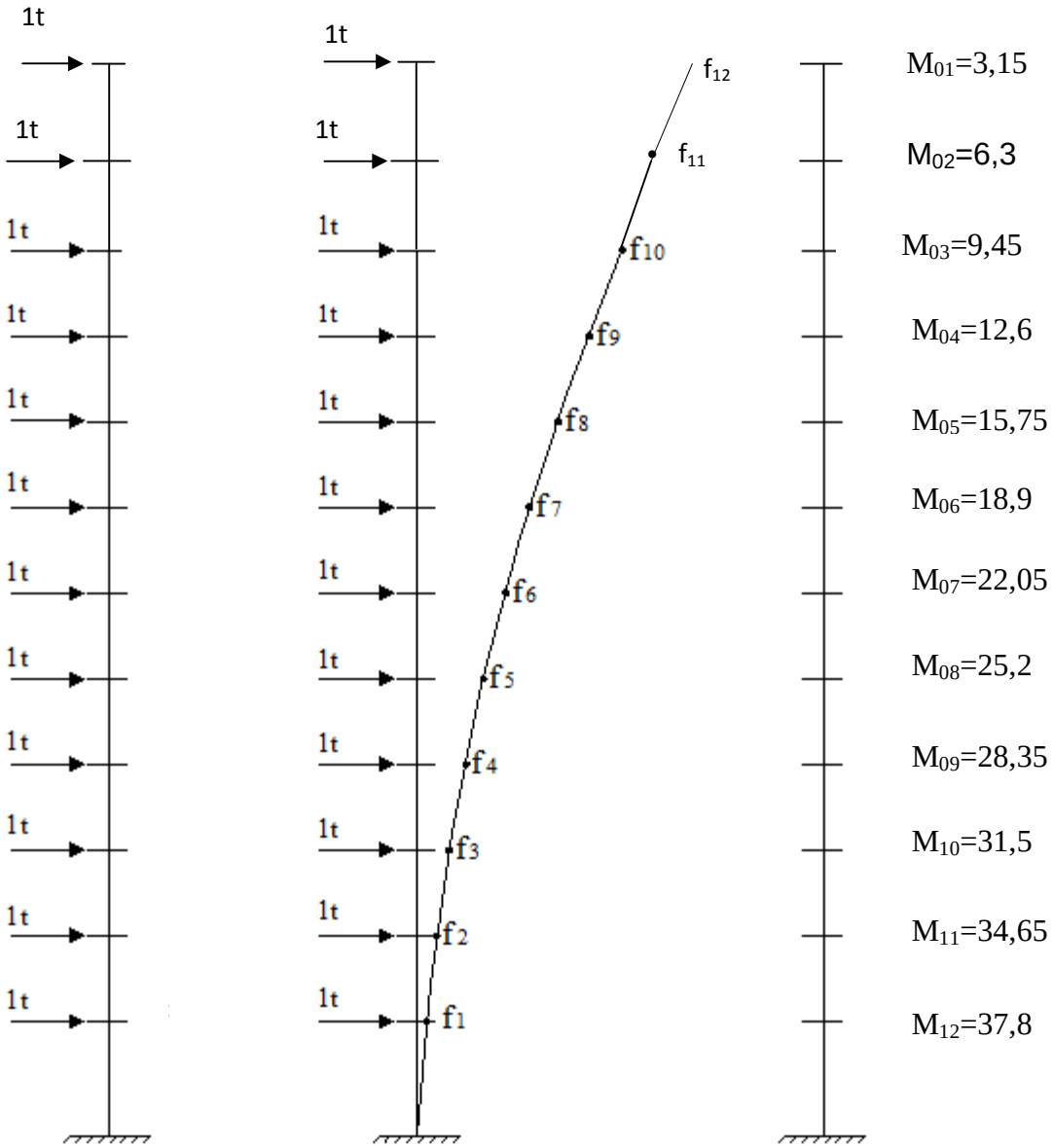
$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} = \frac{9157,46}{EI}$$

.
.
.
.

f_{11}

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.



Figure*(IV.4) :* Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux.

§ **Le déplacement de chaque niveau :**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec: } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

§ **Le déplacement du portique au niveau " i "**

$$D_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

§ **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

§ **La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

§ **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$M_n = T_n \times h_n$ (KN.m)

T_n : est donnée par la (figure Fig. IV.4**).**T_n en (t).

K_{tn} (m^3): Raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$

K_{tn} (m^3): Raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : Portée libre de la poutre.

*I*nertie fictive des portiques :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

Avec :

I e,i : inertie équivalente du niveau (i)

fi : flèche du refend au du niveau (i)

Δi : déplacement du portique au niveau (i)

Inertie fictive des portiques longitudinaux :

Portiques : (A-A) (B-B) (C-C) (D-D) (E-E) (F-F) (G-G) (H-H) (I-I) (J-J)

Niv	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot}$ 10^{-3} (m^3)	$\sum K_{pout}$ 10^{-4} (m^3)	$E\theta_n$ 10^3	$E\psi_n$ 10^3	$E\Delta i$ 10^3	$\sum E\Delta i$ 10^3	*Eifi*	*Ieiy*
12	0.00	3,15	3,4	2,68	0,049	0,193	0,590	30,429	87295,07	28,69
11	3,15	6,3	3,4	2,68	0,147	0,380	1,162	29,933	79301,28	26,49
10	6,3	9,45	3,4	2,68	0,245	0,567	1,734	28,902	63635,92	22,01
09	9,45	12,6	5,92	2,68	0,343	0,622	1,903	27,120	59312,19	21,87
08	12,6	15,75	5,92	2,68	0,441	0,776	2,375	24,369	49567,95	20,34

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

07	15,75	18,9	5,92	2,68	0,539	0,930	2,846	20,974	40146,44	19,14
06	18,9	22,05	5,92	2,68	0,637	1,084	3,317	17,725	31193,11	17,59
05	22,05	25,2	5,92	2,68	0,735	1,238	3,789	13,945	22897,50	16,42
04	25,2	28,35	5,92	2,68	0,833	1,281	3,919	10,095	15468,45	15,3
03	28,35	31,5	9,64	2,68	0,931	1,693	5,180	9,857	9157,46	9,29
02	31,5	34,65	9,64	2,68	1,028	1,363	4,172	6,556	4261,95	6,5
01	34,65	37,8	9,64	2,68	1,126	1,495	4,2	2,723	1093,06	4,01
								$I_{eiy\ moy}$ =17,30		

Inertie fictive des portiques transversaux :

Niv	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot}$ 10^{-3} (m^3)	$\sum K_{pout}$ 10^{-4} (m^3)	$E\theta_n$ 10^3	$E\psi_n$ 10^3	$E\Delta i$ 10^3	$\sum E\Delta i$ 10^3	*Eifi*	*Ieiy*
12	0.00	3,15	3,04	1,21	0,108	0,410	1,254	33,899	87295,07	10,30
11	3,15	6,3	3,04	1,21	0,325	0,820	2,509	33,298	79301,28	9,53
10	6,3	9,45	3,04	1,21	0,542	1,069	3,271	31,768	63635,92	8,01
09	9,45	12,6	1,81	1,21	0,759	1,233	3,773	28,989	59312,19	8,18
08	12,6	15,75	1,81	1,21	0,976	1,557	4,734	26,729	49567,95	7,42
07	15,75	18,9	1,81	1,21	1,193	1,861	5,696	23,824	40146,44	6,74
06	18,9	22,05	1,81	1,21	1,410	2,176	6,657	21,065	31193,11	5,92
05	22,05	25,2	1,81	1,21	1,627	2,490	7,619	17,775	22897,50	5,15
04	25,2	28,35	1,81	1,21	1,844	2,561	7,837	16,096	15468,45	3,84
03	28,35	31,5	1,36	1,21	2,061	2,289	7,003	13,396	9157,46	2,73
02	31,5	34,65	1,36	1,21	2,278	2,544	7,785	10,458	4261,95	1,63
01	34,65	37,8	1,36	1,21	2,495	2,284	6,988	6,988	1093,06	0,62
								$I_{eiy\ moy}$ =5,84		

IV-5) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m4)	Pourcentage (%)
Portiques	17,30	19,06
Voiles	73,48	80,94
Voiles+Portiques	90,78	100

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sens transversal :

	Inertie (m4)	Pourcentage (%)
Portiques	5,84	7,47
Voiles	72,28	92,53
Voiles+Portiques	78,12	100

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude du contreventement, nous avons constaté que l'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens. D'après le RPA, le système de contreventement est du type **4b** :

Portiques contreventés par des voiles.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre V: présentation du logiciel ETABS

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

V-1 Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel :(terminologie)

Restreints : degrés de liberté (DDL) **Uniformed Loads** : point d'application de la charge **Define** : définir **Materials** : matériaux **Concrete** : béton **Steel** : acier **Frame section** : coffrage	**Loads** : charge **Gride line** : ligne de grille **Joints** : nœuds **Frame** : portique **Shell** : voile **Column** : poteau **Beam** : poutre

V-2 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

Etabs.lnk

V-3 Etapes de modélisation :

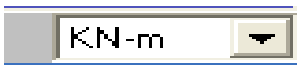
V.3.1- Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

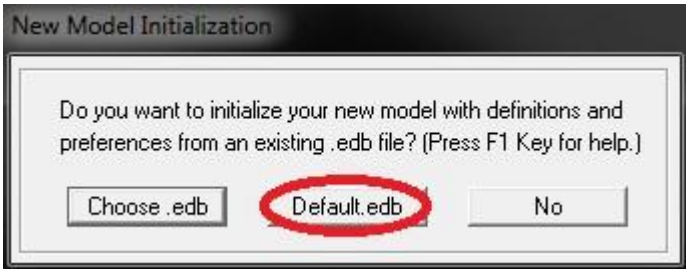
a) **Choix de l'unité :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS .en bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unité de base pour les forces et déplacements



b) **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **new model** ou bien (ctrl+n)



Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

-Le nombre de lignes dans la direction X (**Number lines in X direction)**

-Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)

-Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)

-Longueur de travée dans le sens de X (**spacing in X direction**)

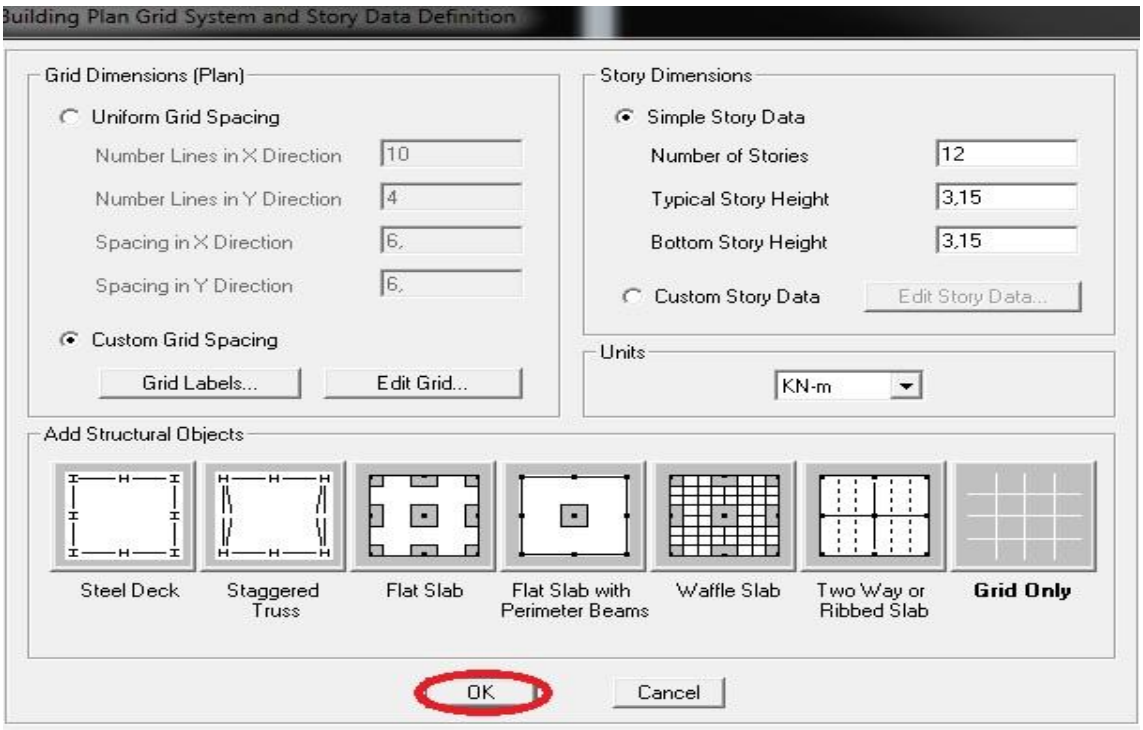
-Hauteur d'étage (**Story Height**)

-le nombre d'étage (**Number of stories**)

-La hauteur d'étage courant (**typical story hight**)

-La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

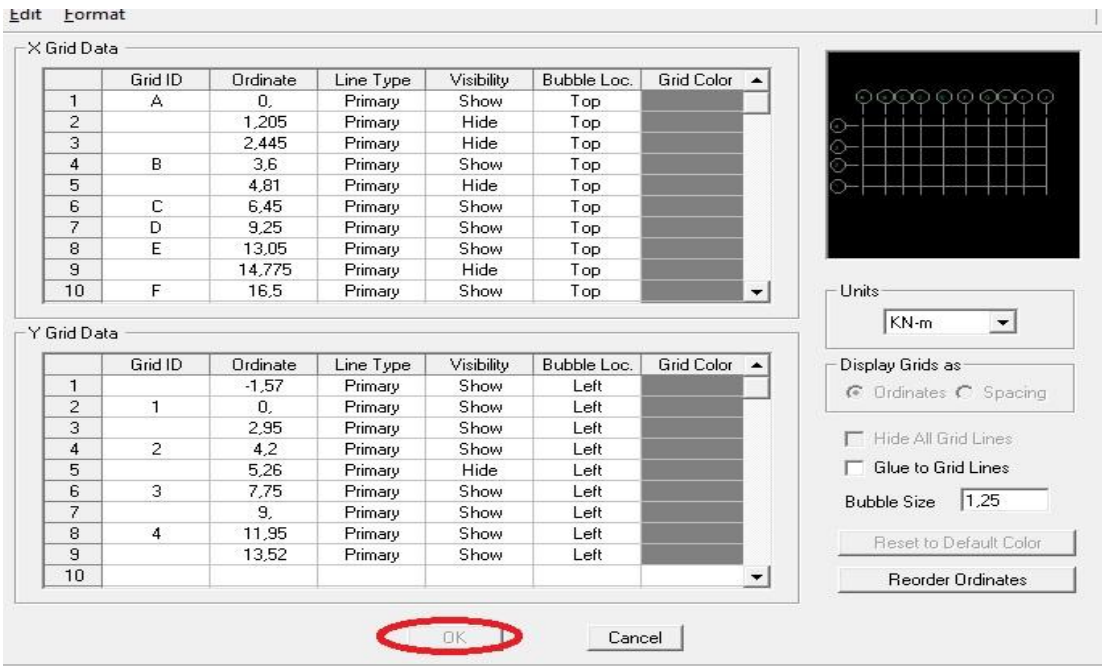
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



c) Modélisation de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris **Edit→Grid Data Modify/show system.**

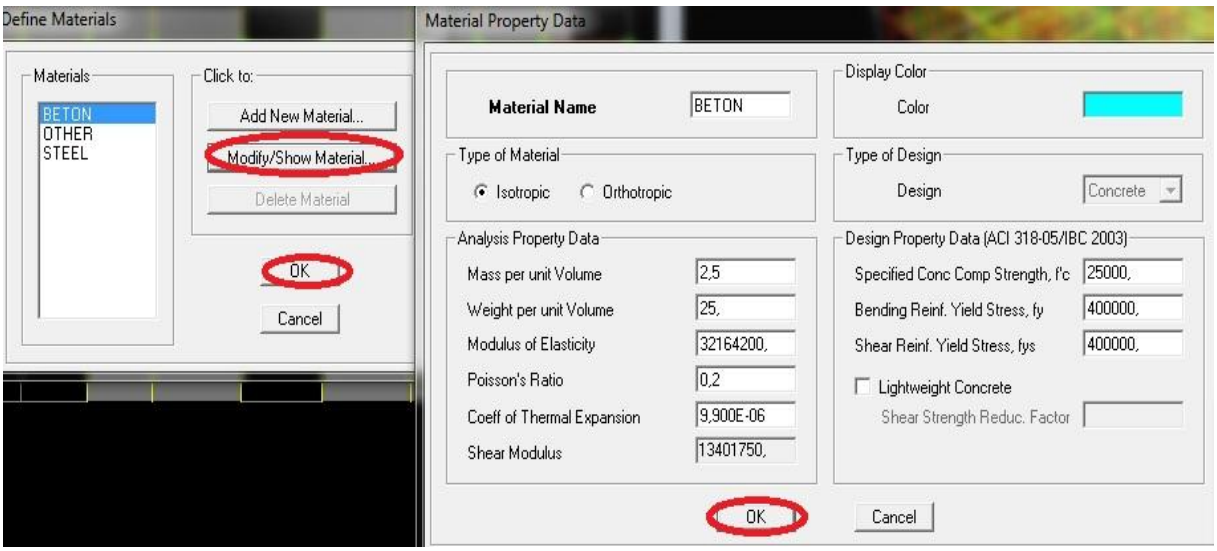


PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V-3-2- Deuxième étape :

Cette étape consiste à la définition les propriétés mécaniques des matériaux.

On clique sur **Define** – **Materials proprietes** (ou bien on clique sur) **,** on sélectionne **Conc** (béton) puis on clique sur **Modify /show system.**
Et on apporte les modification inscrites dans la figure .



V-3-3 Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les propriétés géométriques des éléments de la structure à modéliser.

1) Choix des sections :

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple,

de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée .Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas « standard », il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres et poteaux .Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

2) Définition des sections :

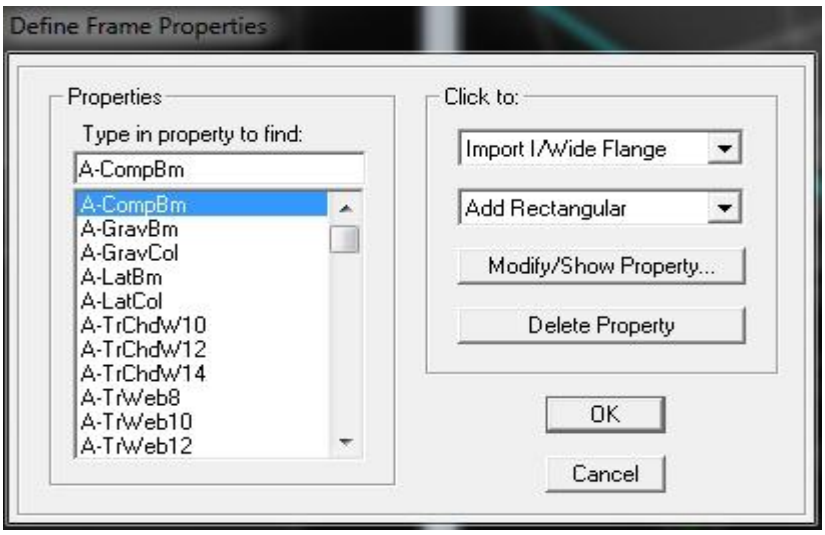
Dans le menu déroulant choisir :

Define puis **frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la

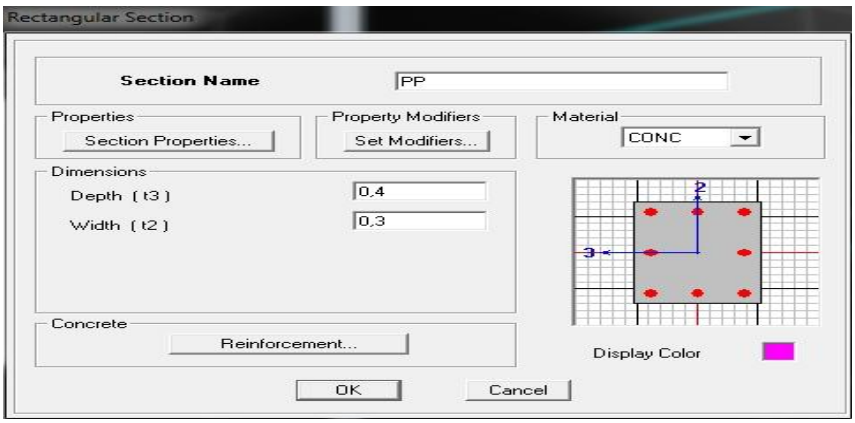
Liste d'ajout de section : **Add rectangular (dans** la deuxième liste à droite de la boite**)**.

La boite de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



-Nom de la section : Section Name
- choisir la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire Béton : **Material-CONC**
-Hauteur: **depth**
-Largeur : **width**



Nous validons avec OK, on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

Pour définir les voiles, les dalles plaines, et les plancher on suit ce chemin :
Define ⟶ Wall/slab/deck sections ⟶ choisir

§ **Deck** :(plancher)⟶ **Modify/show section** ⟶ on donne le nom **plancher** ⟶ solid slab⟶ slab material ⟶ slab debth (tc) 0.2 ⟶ ok.

§ **Slab: (**dale pleine**)**⟶ **Modify/show section**⟶ on donne

Membrane: 0.15, **beding** : 0.15, membrane ⟶ **ok.**

§ **Wall (**voile**)** ⟶ **Modify/show sectio** ⟶ on donne le nom **voile**

3) Affectation des sections aux éléments des portiques :

- **Les poteaux :**

Draw ⟶ **draw ligne object** ⟶ **create columns in region or at clicks (plan)**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

⟶ **S'affiche une fenetre (properties of object)** ⟶ **None (**choisir le nom de la section**).**

Cliquer sur les points des poteaux pour les dessiner.

- **Les poutres :**

Draw line objects ⟶ **create lignes in region or at clicks (plan, éleva, 3D)** ⟶ s'affiche une **(properties of object)** ⟶ **None** ⟶ **(**choisir le nom de la section**).**

Cliquer sur les points des poteaux pour les dessiner.

- **Les plancher :**

Draw ⟶ **Draw Area object** ⟶ **create areas at click (plan, elev)** ⟶ s'affiche une fenetre **(properties of object)**⟶ **None** ⟶ **(**choisir le nom de la section**).**

Cliquer sur chaque panneau pour dessiner les plancher

- **Les balcons :**

Draw ⟶ **draw ligne object** ⟶ **draw ligne(plan, éleva, 3D)** s'affiche une fenetre

properties of object (drawing control type **fixed longth [L]** on donne la distance panneau pour dessiner les plancher.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils

V.3.4- Quatrième étape :

L a quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charge Statiques:

La structure est soumise à des charges permanentes **(G)** et à des surcharges d'exploitation **(Q)** pour les définir on clique sur :

Define → Static load Cases

- **charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge) : **G**

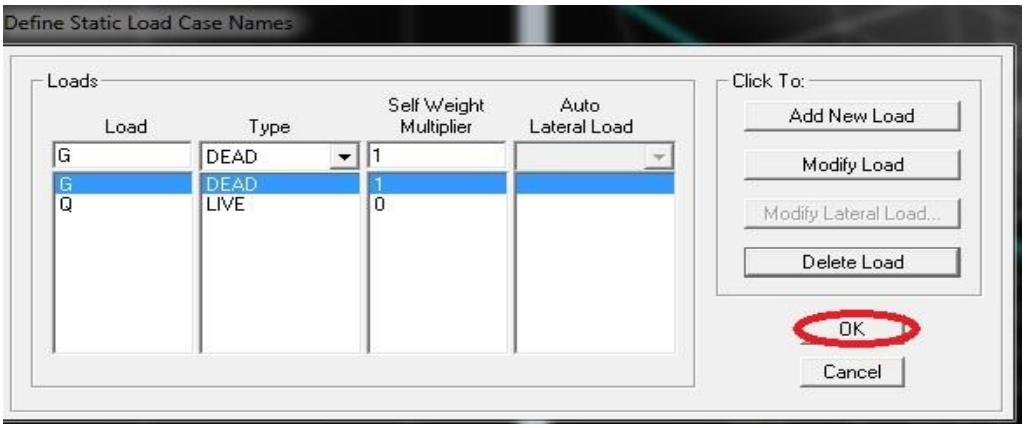
Type: DEAD (Permanente).

Self weight multiplier (coefficient interne poids proper) : **1**

- **surcharge d'exploitation :**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

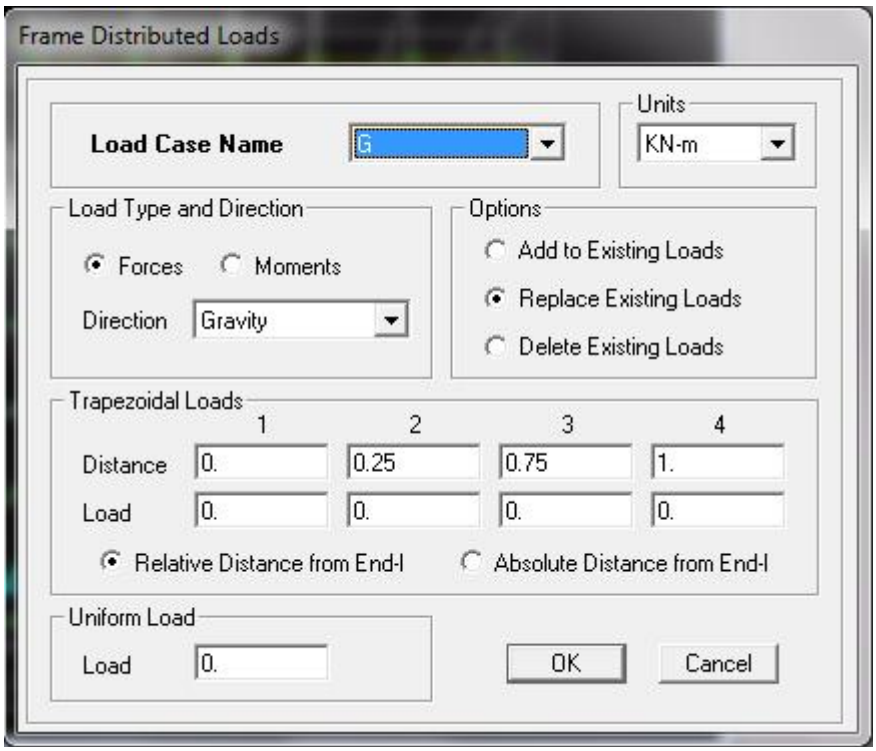
Load Name (Nom de la charge) : **Q**
Type: LIVE (exploitation)
Self weight multiplier (coefficient interne poids proper) : **0**



Pour affectation des charges :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque l'élément linéaire et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⟶ **Frame Loads** ⟶ **Distributed**



Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⟶ **Areas Loads** ⟶ **uniform**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V-3-5 Cinquième étape : Définition de la charge dynamique E :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.**
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumise à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

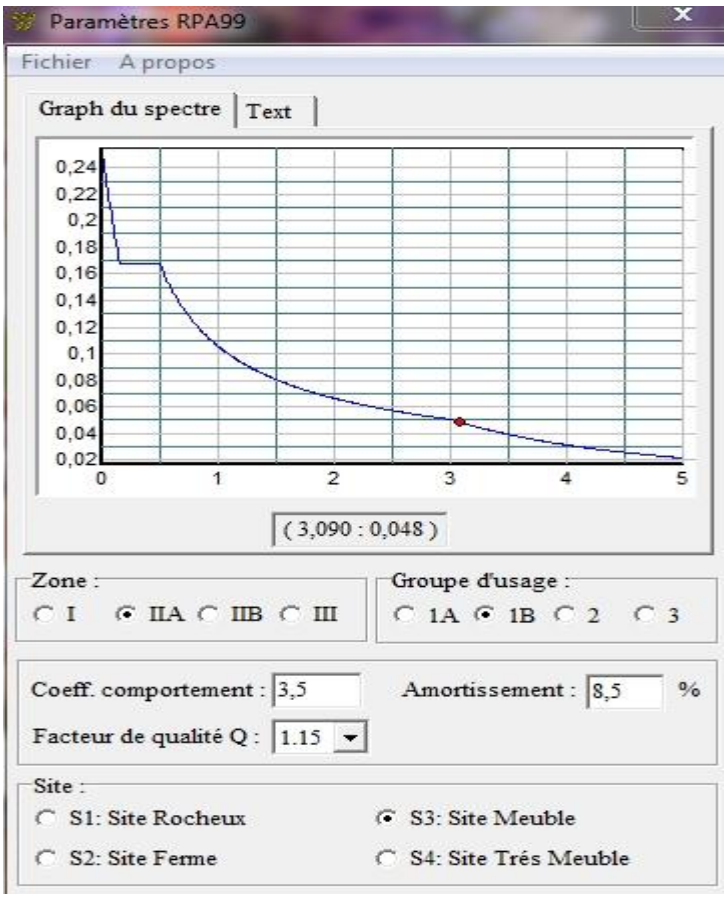
Les données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA2003)
- **Coefficient comportement R :** Portiques contreventés par des voiles.
- **Site : S3.**
- **Facteur de qualité Q :**

Q=1.0 **Q=1+∑ *Pq***

-on ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

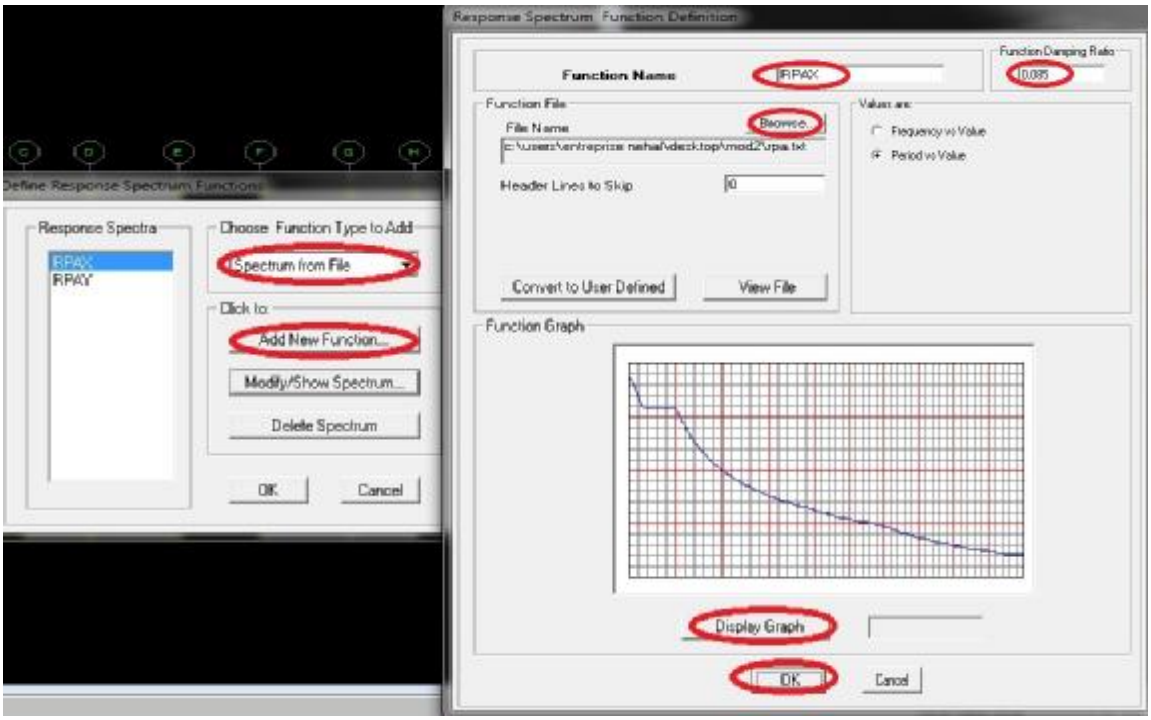
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** puis on enregistre.



Pour injecter dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Define ⟶**Response Spectrum Functions** ⟶**add spectrum from file** donné le nom E ⟶ **Browser** ⟶ ouvrir RPA ⟶ coché période vs valus ⟶ display graph ⟶ ok



ü Charge sismique :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⟶**Reponses spectrum cases** ⟶ **Add New Spectrum,** ou bien on clique sur l'icone

Ce cas de charge permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1etU2)

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

V-3-6 - Seizième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define→Load combinations ou bien on clique sur l'icône

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliquer sur **Add New Combo** ,on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

-Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

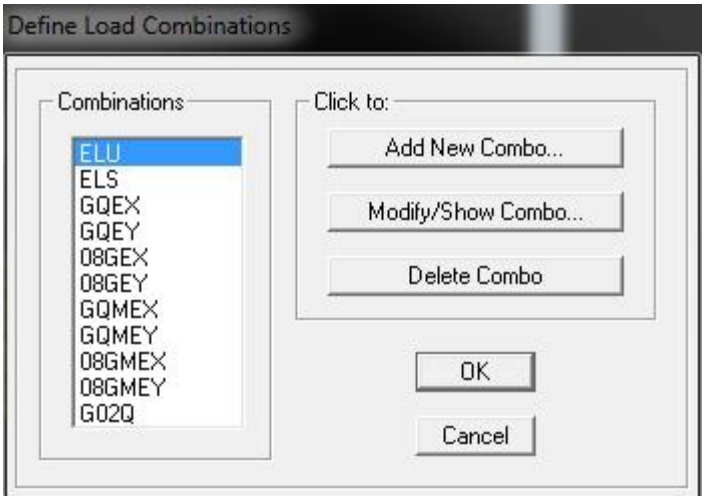
-Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**
Pour définir une autre combinaison on refait le même travail .

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**
Les combinaisons d'action a considéré pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limite :**
  ELU : 1.35G+1, 5Q
  ELS : G+Q
- **Combinaison accidentelles du RPA :**
  GQE : G+Q±E
  08GE : 0 .8G±E



V.3.7 Septième étape :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme : elle nous permit l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

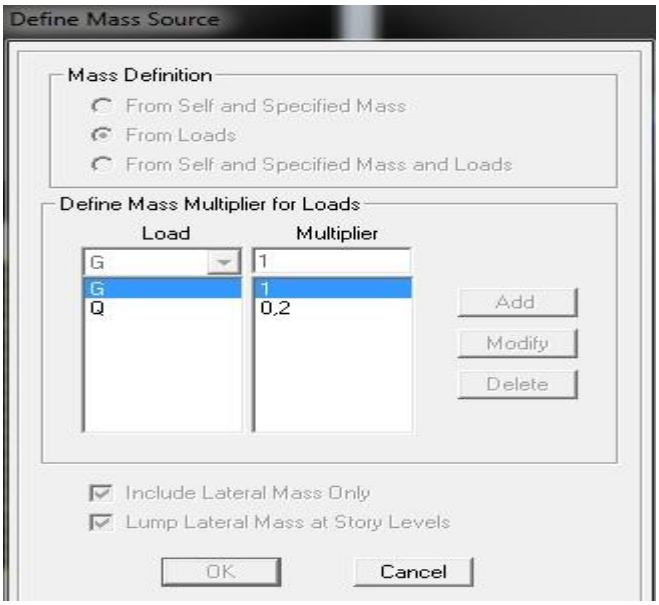
$$W_{plancher}=G_{plancher}+\beta Q_{plancher}$$

β: coefficient de pondération, d'après le RPA (β=0,2)

L'instruction à suivre :

Define ⟶ **Masse source** ou bien on clique sur cette icône

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



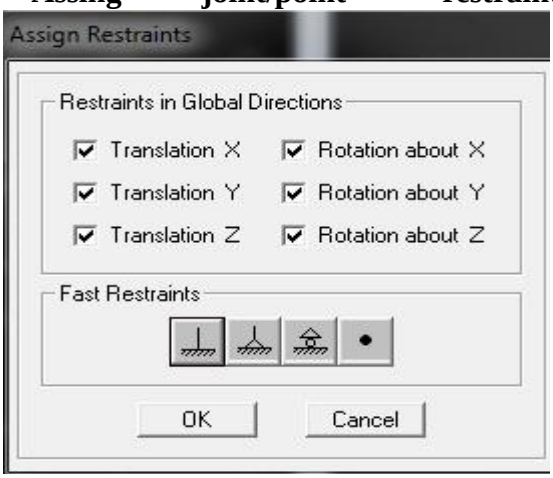
V-3-8 Huitième étape :

Cette étape consiste à spécifie les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

- **Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaine relaxation. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le nœud est un encastrement, pour définir ca dans le modèle de l'ETABS on sélectionne les nœuds à la base

Assing ⟶ **joint/point** ⟶ **restraints** ou bien on clique sur l'icône



- **Diaphragme :**

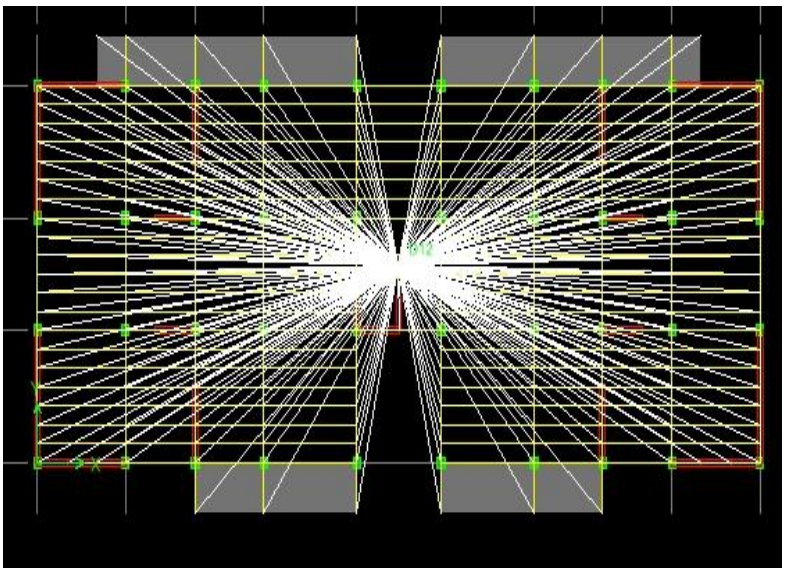
Comme les plancher sont supposés infiniment rigides ,en doit relier tous les nœuds d'un même plancher a leurs nœuds maître de telle sorts qu'ils puissent former un **diaphragme,** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation a résoudre par le logiciel .

On sélectionne le premier étage⟶**assign** ⟶ **joint /point**⟶**diaphragme D1 ok**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

On sélectionne le deuxième étage⟶ **joint /point** ⟶**add new diaphragme D2 ok**

On fait la même chose pour tous les étages



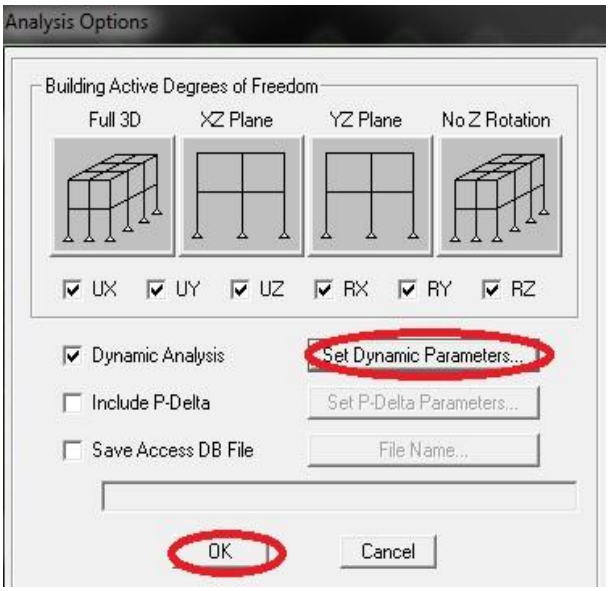
V-3-9 Neuvième étape : l'analyse de la structure

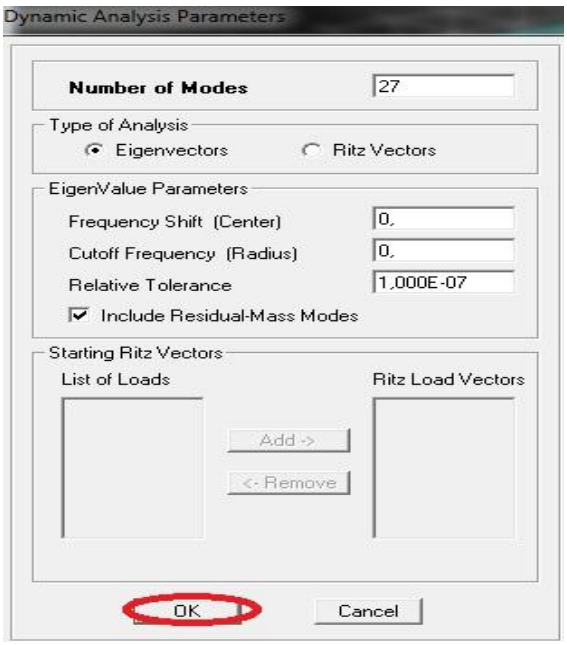
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique

- Nombre des modes :

Analyse ⟶ **set analysis options**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com





- Exécution d'analyse :

  Analyse Run analysis ou F_5

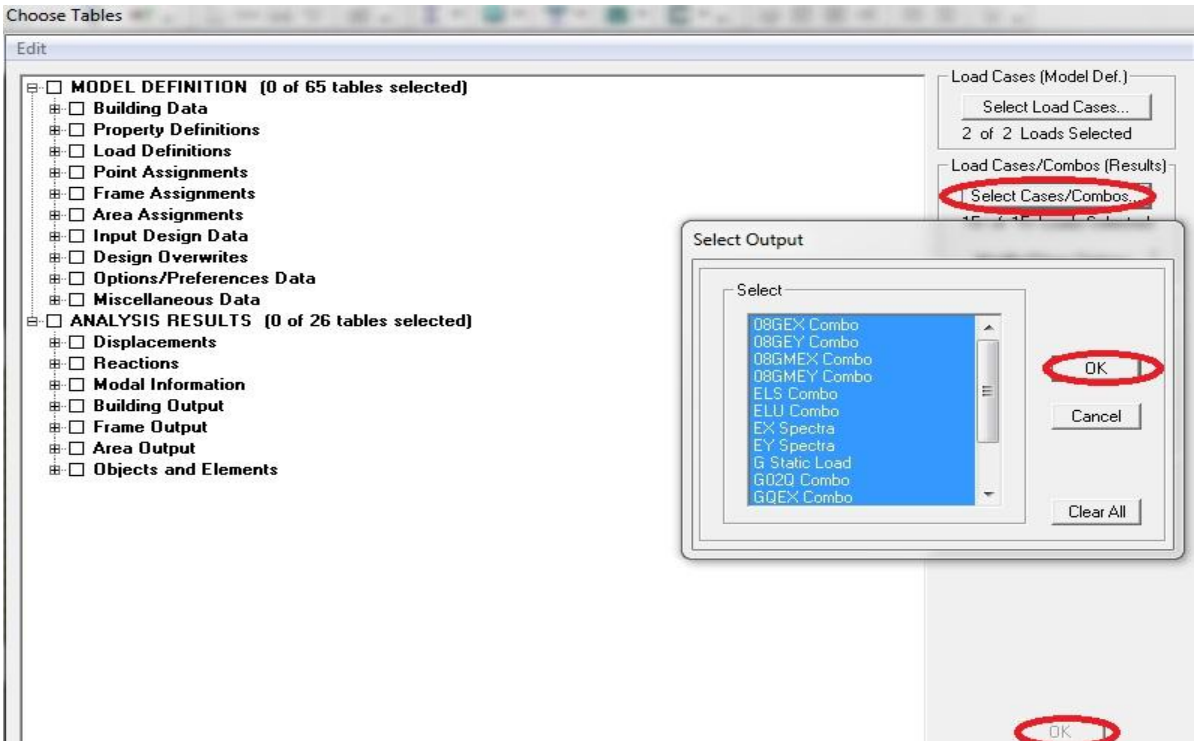
  IV-3-10 Les résultats d'analyse :

  Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux **:**

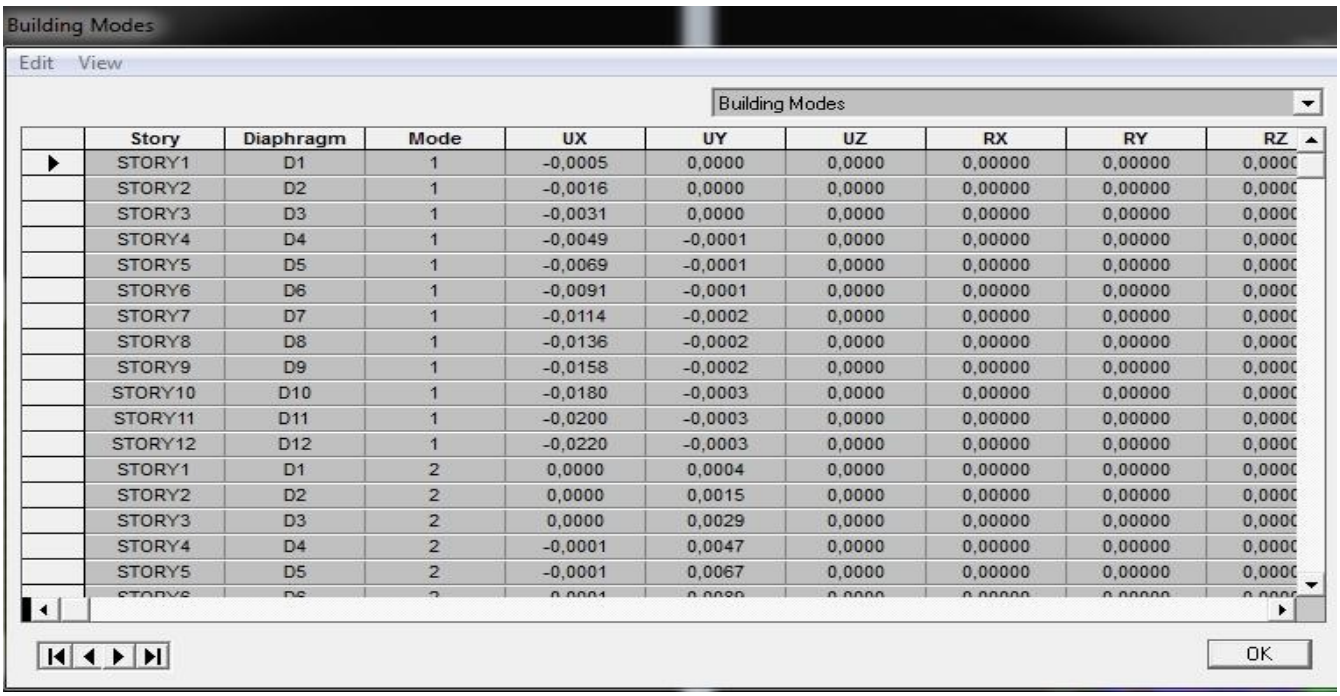
  On sélectionne **display show tables on coche réactions select cases/combos**

  Et on sélectionne toutes les combinaisons ok ok

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



S'affiche le tableau :



	Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY1	D1	1	-0,0005	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY2	D2	1	-0,0016	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY3	D3	1	-0,0031	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY4	D4	1	-0,0049	-0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY5	D5	1	-0,0069	-0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY6	D6	1	-0,0091	-0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY7	D7	1	-0,0114	-0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY8	D8	1	-0,0136	-0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY9	D9	1	-0,0158	-0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY10	D10	1	-0,0180	-0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY11	D11	1	-0,0200	-0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY12	D12	1	-0,0220	-0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY1	D1	2	0,0000	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY2	D2	2	0,0000	0,0015	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY3	D3	2	0,0000	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY4	D4	2	-0,0001	0,0047	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY5	D5	2	-0,0001	0,0067	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000

On clique sur **edit⟶ copy entire table ctrl+c⟶ puis coller dans l'excel.**

Conclusion :

On a présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ETABS.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre VI: Vérification selon les exigences du RPA

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction :

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base **Vt** 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

VI-1 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

1-a-Méthode statique équivalente :

1-a-1Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

1-a-2-Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontale' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

1-a-3-Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'addenda 2003.

1-b-Méthode d'analyse modale spectrale:

1-b-1-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

1-b-2-Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

1-c-Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

Méthode d'analyse modale spectrale:

VI-2 Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à 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** **du RPA2003…. [1]** ⟶ **C_T=0.05.**

Remarque :

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$T = 0{,}05 \times 37{,}8^{3/4} = \mathbf{0{,}762\ s}$

D'où : $T = 1{,}3 \times 0{,}762 = \mathbf{1{,}00} \geq T_{étabs} = \mathbf{0{,}9723}$ [s]…….. **(Condition vérifiée).**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI-3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

v Calcul de l'effort tranchant :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

Ø Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A= 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa)…….. **[1]**

Ø Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par **le tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** en fonction du système de contreventement.

Portiques contreventés par des voiles porteurs **R = 4**

Ø Facteur d'amplification moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{2/3} \left[\frac{3{,}0}{T}\right]^{5/3} & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 **(RPA 99 ver 2003)**…… **[1]**

Site 3 ⟶ T_2=0.5 [s] (Site meuble**)…. [1]**

h **:** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0{,}7$$

ζ **:** pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie ⇒ **ζ = 10%.**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}}$ = 0,76 > 0,7 vérifiée.

$T_2 < T_{étabs} < 3$ sec alors ⟶ $D = 2{,}5h\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

D=1,224 sec

Ø Facteur de qualité (Q)

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au non dU critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Calcul de Q

Le facteur de qualité de la structure est 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 :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Critère q	Observation	Pénalité P_q
Régularité en plan	oui	0.00
Régularité en élévation	oui	0.00
Condition minimale sur les fils de contreventer	oui	0.00
Redondance en plan	oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Donc Q =1.00

Poids total de la structure :(W = 64158,229 KN)

$$V = \frac{ADQW_T}{R} = \frac{0{,}15x1{,}224x1x64158{,}229}{4} = 2944{,}86KN$$

$$0{,}8V = 0{,}8x2944{,}86 = 2355{,}89KN$$

Comparaison des efforts tranchons obtenus :

V_{xdyn}= 2901, 83 KN>80%V=2355, 89 KN……**CV**

V_{ydyn}=3038, 37 KN>80%V=2355, 89 KN……..……**CV**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI-4 Vérification des déplacements

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)….. [2]**

- Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $d_k = \mathbf{R}\, d_{ek}$ et $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

d_{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 :

$$D_k = d_k - d_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations**

D'après le **RPA Art 5-10…[1]**, 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.

$$D_k = D_k \pounds \mathbf{0.01\ h_e}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Sens x-x

Niveau (r	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%xh (m)	Obs.
1	0.0004	4	0.0016	0.0016	0.0315	vérifiée
2	0.0013	4	0.0052	0.0036	0.0315	vérifiée
3	0.0025	4	0.01	0.0048	0.0315	vérifiée
4	0.0039	4	0.016	0.006	0.0315	vérifiée
5	0.0054	4	0.022	0.006	0.0315	vérifiée
6	0.0071	4	0.028	0.006	0.0315	vérifiée
7	0.0088	4	0.035	0.007	0.0315	vérifiée
8	0.0105	4	0.042	0.007	0.0315	vérifiée
9	0.0122	4	0.049	0.007	0.0315	vérifiée
10	0.0138	4	0.055	0.006	0.0315	vérifiée
11	0.0154	4	0.062	0.007	0.0315	vérifiée
12	0.0169	4	0.068	0.006	0.0315	Vérifiée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sens y-y:

Niveau	δek (m)	R	δk (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
1	0.0003	4	0.0012	0.0015	0.0315	vérifiée
2	0.001	4	0.004	0.0035	0.0315	vérifiée
3	0.0021	4	0.0084	0.0055	0.0315	vérifiée
4	0.0034	4	0.014	0.0065	0.0315	vérifiée
5	0.0048	4	0.019	0.007	0.0315	vérifiée
6	0.0064	4	0.026	0.008	0.0315	vérifiée
7	0.0081	4	0.032	0.008	0.0315	vérifiée
8	0.0098	4	0.039	0.009	0.0315	vérifiée
9	0.0115	4	0.046	0.008	0.0315	vérifiée
10	0.0133	4	0.053	0.009	0.0315	vérifiée
11	0.0149	4	0.059	0,0085	0.0315	vérifiée
12	0,0166	4	0.066	0,009	0.0315	vérifiée

D'après le RPA99 (Art.5.10/ version2003) ; Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

VI-5 Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où : $\theta_K \leq 0.1$ $\Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$ $\Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-q_K)$

$\theta_K \geq 0{,}2$ $\Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)**

$$\theta = Pk\,\Delta k / Vk\,hk \leq 0.10$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

		Sens x-x			Sens y-y		
Niveau	**P(KN)**	D_K**(cm)**	$V_K \times H_K$	q_X	D_K**(cm)**	$V_K \times H_K$	q_Y
12	7287,316	0.0016	1478,30	$9,86.10^{-3}$	0.0015	1600,17	$6,83.10^{-3}$
11	12352,609	0.0036	2636,37	$2,11.10^{-2}$	0.0035	2809,48	$1,53.10^{-2}$
10	17417,902	0.0048	3495,77	$2,98.10^{-2}$	0.0055	3692,52	$2,59.10^{-2}$
09	22529,064	0.006	4197,53	$3,76.10^{-2}$	0.0065	4427,14	$3,3.10^{-2}$
08	27696,437	0.006	4835,31	$4,58.10^{-2}$	0.007	5111,57	$3,79.10^{-2}$
07	32863,81	0.006	5411,45	$4,86.10^{-2}$	0.008	5726,32	$4,59.10^{-2}$
06	38031,183	0.007	5905,49	$5,79.10^{-2}$	0.008	6234,51	$4,88.10^{-2}$
05	43198,556	0.007	6326,99	$5,46.10^{-2}$	0.009	5653,46	$6,88.10^{-2}$
04	48365,929	0.007	6707,04	$6,49.10^{-2}$	0.008	7033,98	$5,5.10^{-2}$
03	53587,201	0.006	7046,49	$6,08.10^{-2}$	0.009	7385,08	$6,53.10^{-2}$
02	58872,715	0.007	7293,45	$6,46.10^{-2}$	0,0085	7644,55	$6,55.10^{-2}$
01	64158,229	0,006	7396,17	$6,07.10^{-2}$	0,009	7752,15	$7,45.10^{-2}$

Les effets du second ordre peuvent être négligés

VI-6 Vérification de la participation de la masse modale :

Pour les structure 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 2003) .
Le minimum de modes à retenir est de trois(03) dans chaque direction considérée

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,972312	68,9713	0,004	0	68,9713	0,004	0
2	0,887681	0,0044	67,3696	0	68,9757	67,3737	0
3	0,622965	0,0012	0,0005	0	68,9769	67,3742	0
4	0,252022	17,0689	0	0	86,0458	67,3742	0
5	0,21172	0	18,0348	0	86,0458	85,409	0
6	0,143542	0,0013	0	0	86,0472	85,409	0
7	0,115436	6,3159	0,0001	0	92,3631	85,4091	0
8	0,092582	0,0005	6,4983	0	92,3636	91,9074	0

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8.**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI-7 Vérification de l'excentricité :

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 a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

Excentricité accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	Diaphragm	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	528,5514	528,5514	14,765	6,1	14,743	5,835
STORY2	D2	528,5514	528,5514	14,765	6,1	14,759	5,881
STORY3	D3	522,1272	522,1272	14,765	6,101	14,757	5,928
STORY4	D4	516,7373	516,7373	14,765	6,103	14,754	5,962
STORY5	D5	516,7373	516,7373	14,765	6,103	14,751	5,99
STORY6	D6	516,7373	516,7373	14,765	6,103	14,747	6,013
STORY7	D7	516,7373	516,7373	14,765	6,103	14,744	6,033
STORY8	D8	516,7373	516,7373	14,765	6,103	14,741	6,049
STORY9	D9	511,1162	511,1162	14,765	6,104	14,738	6,062
STORY10	D10	506,5293	506,5293	14,764	6,106	14,735	6,072
STORY11	D11	506,5293	506,5293	14,764	6,106	14,733	6,079
STORY12	D12	475,2885	475,2885	14,765	6,222	14,73	6,082

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 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 la cas ou il ya procédé à 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 appliquer au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) :on vérifie que :ex = CM-CR≤5%Ly

Suivant le sens y-y (ey) :on vérifie que :ey = CM-CR≤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 des structures et elle doit être inferieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

Ex = XCM-XCR

Ey = YCM-YCR

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	ex	ey	5% Ly	5% Lx	observation
STORY1	0.022	0.265	0.754	1.495	**CV**
STORY2	0.006	0.219	0.754	1.495	**CV**
STORY3	0.008	0.173	0.754	1.495	**CV**
STORY4	0.011	0.141	0.754	1.495	**CV**
STORY5	0.014	0.113	0.754	1.495	**CV**
STORY6	0.018	0.09	0.754	1.495	**CV**
STORY7	0.021	0.07	0.754	1.495	**CV**
STORY8	0.024	0.054	0.754	1.495	**CV**
STORY9	0.027	0.042	0.754	1.495	**CV**
STORY10	0.03	0.034	0.754	1.495	**CV**
STORY11	0.032	0.027	0.754	1.495	**CV**
STORY12	0.035	0.0139	0.754	1.495	**CV**

VI-8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$\frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0,3$$

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

N_d =1322,18 KN. (Tirer des résultats de logiciel de l'ETABS).

B_c : l'air de la section du béton (section brut).

F_{c28} =25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1322,18 x 10^{-3}}{0,4 x 0,45 x 25} = 0,29 < 0,3 \quad \rightarrow \text{CV}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

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 sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Effort normal au niveau des poteaux est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications de l'RPA, on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre VII: Ferraillage des éléments

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons procéder au ferraillage des éléments du bâtiment étudié qui est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue de chapitre précédent, ainsi que la représentation des plans d'exécutions.

VII-1 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

L'ELU: 1.35 G + 1.5 Q

L'ELS: G + Q

→ **Selon le BAEL 99**

G + Q ± E

0.8 G ± E

→ **Selon RPA 99 modifier en 2003**

VII-1-1. Recommandation du RPA99 version 2003

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % (bxh) en toute section.

- Poutres principales (30x40) **: Amin** = 0.005 x 30 x 40 = 6 cm^2
- Poutres secondaires (30x35) **:** $\mathbf{A_{min}}$ = 0.005 x 30 x 35 = 5,25 cm^2

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante **:**$\mathbf{A_{max}}$= 4 % (bxh)

En zone de recouvrement **: Amax**= 6 % (bxh)

⇒ **En zone courante :**

Poutres principales : A_{max} =0.04 (30x40)= 48 cm^2

Poutre secondaire : A_{max} = 0.04 (30x35)=42 cm^2

⇒**En zone de recouvrement :**

Poutre principale : A_{max} =0.06 (30x40)= 72 cm^2

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.06\ (30x35)=63\ cm^2$

- La longueur de recouvrement est de $\Phi 40$ (zone II a)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

-L' espacement maximal entre les armatures transversales est données comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}\ ,\ 12\,\Phi_l\right) \qquad \rightarrow \textit{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \qquad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VII-1-2. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu \quad \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu \quad \Rightarrow$ Section doublement armée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- **Section sans armatures comprimées (A's = 0)**

Si $m_b < m = 0.392$ $\Rightarrow A_s = \dfrac{M_u}{b \cdot d \cdot s_s}$

- **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$)**

$\mu_b > \mu_l = 0.392$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

On prend $\mu_b = \mu_l$ $\Rightarrow A'_s = \dfrac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$

$\Rightarrow A_s = A'_s - \dfrac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$

A_s : la section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas

A'_s : la section supérieur la plus comprimée.

VII-1-4. Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$

$s_b = K \cdot s_s \Rightarrow s_s = \dfrac{M_{ser}}{b \cdot d \cdot A} \Rightarrow r_1 = \dfrac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow b \ et \ K$

- Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de déformation du béton :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

$\dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16}$

$\dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10 \cdot M_0}$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : moment fléchissant maximal en travée

M_o : moment statique

A : section d'armatures tendues

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage des poutres principales**

Ø En travée à l'ELU :

Niveau	M_u max (Kn.m)	μ	obs	β	A_{min} (Cm^2)	$A_{s\ calculée}$ (Cm^2)	$A_{s\ adoptée}$ (Cm^2)	Ferraillage
13	23,894	0,041	SSA	0,979	6	1,64	8,01	3HA12+3HA14
12	83,558	0,143	SSA	0,922	6	5,95	8,01	3HA12+3HA14
11	86,779	0,149	SSA	0,918	6	6,19	8,01	3HA12+3HA14
10	89,105	0,153	SSA	0,916	6	6,37	8,01	3HA12+3HA14
09	90,162	0,155	SSA	0,915	6	6,45	8,01	3HA12+3HA14
08	90,927	0,156	SSA	0,915	6	6,50	8,01	3HA12+3HA14
07	90,163	0,155	SSA	0,915	6	6,45	8,01	3HA12+3HA14
06	87,13	0,149	SSA	0,918	6	6,22	8,01	3HA12+3HA14
05	81,218	0,139	SSA	0,924	6	5,77	8,01	3HA12+3HA14
04	71,791	0,123	SSA	0,934	6	5,07	8,01	3HA12+3HA14
03	57,544	0,098	SSA	0,948	6	4,03	8,01	3HA12+3HA14
02	40,968	0,070	SSA	0,964	6	2,84	8,01	3HA12+3HA14
01	37,322	0,064	SSA	0,967	6	3,00	8,01	3HA12+3HA14

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø Aux appuis à L'ELU :

Niveau	M_u max (Kn.m)	μ	obs	β	A_{min} (Cm^2)	$A_{s\ calculée}$ (Cm^2)	$A_{s\ adoptée}$ (Cm^2)	Ferraillage
13	38,536	0,066	SSA	0,966	6	2,66	9,24	3HA14+3HA14
12	116,516	0,20	SSA	0,887	6	8,49	9,24	3HA14+3HA14
11	120,51	0,21	SSA	0,881	6	8,8	9,24	3HA14+3HA14
10	122,471	0,21	SSA	0,881	6	8,96	9,24	3HA14+3HA14
09	121,778	0,21	SSA	0,881	6	8,9	9,24	3HA14+3HA14
08	122,312	0,21	SSA	0,881	6	8,95	9,24	3HA14+3HA14
07	121,155	0,21	SSA	0,881	6	8,85	9,24	3HA14+3HA14
06	117,662	0,20	SSA	0,887	6	8,58	9,24	3HA14+3HA14
05	111,186	0,19	SSA	0,894	6	8,07	9,24	3HA14+3HA14
04	101,062	0,173	SSA	0,904	6	7,28	9,24	3HA14+3HA14
03	84,619	0,145	SSA	0,921	6	6,03	9,24	3HA14+3HA14
02	67,371	0,115	SSA	0,938	6	4,74	9,24	3HA14+3HA14
01	51,142	0,087	SSA	0,954	6	4,17	9,24	3HA14+3HA14

Ferraillage des poutres secondaires

Ø En travée à l'ELU :

Niveau	M_u max (Kn.m)	μ	obs	β	A_{min} (Cm^2)	$A_{s\ calculée}$ (Cm^2)	$A_{s\ adoptée}$ (Cm^2)	Ferraillage
13	10,445	0,024	SSA	0,988	5,25	0,84	6,78	3HA12+3HA12
12	42,274	0,097	SSA	0,948	5,25	3,48	6,78	3HA12+3HA12
11	44,755	0,102	SSA	0,946	5,25	3,69	6,78	3HA12+3HA12
10	43,8	0,100	SSA	0,947	5,25	3,61	6,78	3HA12+3HA12
09	45,833	0,105	SSA	0,944	5,25	3,78	6,78	3HA12+3HA12
08	49,908	0,114	SSA	0,939	5,25	4,13	6,78	3HA12+3HA12
07	47,382	0,108	SSA	0,943	5,25	3,91	6,78	3HA12+3HA12
06	40,076	0,092	SSA	0,952	5,25	3,29	6,78	3HA12+3HA12

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

05	43,384	0,099	SSA	0,947	5,25	3,57	6,78	3HA12+3HA12
04	38,781	0,089	SSA	0,953	5,25	3,18	6,78	3HA12+3HA12
03	33,668	0,077	SSA	0,959	5,25	2,75	6,78	3HA12+3HA12
02	26,438	0,061	SSA	0,968	5,25	2,14	6,78	3HA12+3HA12
01	14,747	0,034	SSA	0,983	5,25	1,18	6,78	3HA12+3HA12

Ø Aux appuis à L'ELU :

Niveau	**M_u max (Kn.m)**	**μ**	**obs**	**β**	**A_{min} (Cm^2)**	**$A_{s\ calculée}$ (Cm^2)**	**$A_{s\ adoptée}$ (Cm^2)**	**Ferraillage**
13	11,886	0,027	SSA	0,986	5,25	0,95	8,01	3HA14+3HA12
12	65,271	0,150	SSA	0,918	5,25	5,48	8,01	3HA14+3HA12
11	72,838	0,167	SSA	0,907	5,25	6,16	8,01	3HA14+3HA12
10	71,71	0,164	SSA	0,910	5,25	6,06	8,01	3HA14+3HA12
09	71,98	0,165	SSA	0,909	5,25	6,08	8,01	3HA14+3HA12
08	72,581	0,166	SSA	0909	5,25	6,14	8,01	3HA14+3HA12
07	69,939	0,160	SSA	0,912	5,25	5,90	8,01	3HA14+3HA12
06	66,168	0,151	SSA	0,917	5,25	5,56	8,01	3HA14+3HA12
05	60,754	0,139	SSA	0,124	5,25	5,08	8,01	3HA14+3HA12
04	53,912	0,123	SSA	0,934	5,25	4,48	8,01	3HA14+3HA12
03	45,672	0,105	SSA	0,944	5,25	3,77	8,01	3HA14+3HA12
02	36,219	0,083	SSA	0,956	5,25	2,96	8,01	3HA14+3HA12
01	22,468	0,051	SSA	0,973	5,25	1,82	8,01	3HA14+3HA12

VII-1-5 Vérifications à L'ELU :

Ø Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

-Poutres principales de (30×40) cm^2: $A_{min} = 0{,}23 \times 30 \times 37 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}34\ cm^2$.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Poutres secondaires de (30×35) cm^2: $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.16\ cm^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

Ø Justification sous sollicitations d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$ T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

$$\bar{t}_u = \leq \min\left(\frac{0,2\, f_{c28}}{g_b}, 5MPa\right) = 3,33MPa.$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{103,03 x 10^{-3}}{0,3 x 0,37} = 0,93$ MPa.

- Poutres secondaires $t_u = \frac{59,49 x 10^{-3}}{0.3 x 0.32} = 0,62$ MPa.

Ø Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 4.35MPa.$$

- Poutres principales $\tau_u = 0,93$ MPa < 3,33MPa ……condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0,62$ MPa < 3,33MPa ……....condition vérifiée.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ On doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

D'ou $A_s \geq \frac{1,15}{f_e}\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right)$

- Poutres principales: $103,03 - \frac{122,471}{0,9 \text{x} 0.37} = -264,75 < 0$

- Poutres secondaires : $59,49 - \frac{72,838}{0,9 \text{x} 0,37} = -159,24 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$T_u \leq \overline{T}_u = 0,40x\frac{0,9.d.b.f_{c28}}{g_b}$ …… (BAEL91.art A.5.1.32)

- Poutres principales : $T_u = 103,03KN < \overline{T}u = 0.4x\frac{0,9.0,37.0,3x25x10^3}{1,5} = 666kN.$

- Poutres secondaires : $T_u = 59,49KN < \overline{T}u = 0,4x\frac{0,9.0,3.0,32x25x10^3}{1.5} = 576KN$.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton**

  - **La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures**

$\overline{\tau}_u = 0,6.\Psi^2.f_{t28} = 0,6\ (1,5)^2\ 2,1 = 2,835$ MPa

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Avec :

$\Psi = 1{,}5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0{,}9.d\sum U} < \bar{t}_{se}$$

Avec :

Poutre principale : $\sum U_i = 3HA12 + 3HA14 = p\left(3\times1{,}2 + 3\times1{,}4\right) = 24{,}49\,\text{cm}$

Poutre secondaire : $\sum U_i = 3HA12 + 3HA12 = 2p\left(3\times1{,}2\right) = 11{,}3\text{cm}$

- Poutres principales : $t_s = \frac{T_u}{0{,}9.d\sum U} = \frac{103{,}03\times10^{-3}}{0{,}9\times0{,}37\times0{,}2449} = 1{,}26\,\text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires : $t_s = \frac{T_u}{0{,}9.d\sum U} = \frac{59{,}49.10^{-3}}{0{,}9\times0{,}37\times0{,}113} = 1{,}58\,MPa.$

$t_s < \bar{t}_{se}$, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

Ø Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$l_s = \frac{\phi f_e}{4x\tau_{su}}$ Avec : $t_{su} = 0.6xy_s^2xf_{t28} = 2{,}835MPa$

Pour les Φ12 : l_s = 42.33cm.

Pour les Φ14 : l_s = 49.38cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour les barres à haute adhérence.

Pour les Φ12 : l_a = 16.93cm.

Pour les Φ14 : l_a = 19.75cm.

Ø Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$PP: \quad \Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1{,}14; 1{,}4; 3) = 1{,}14cm$$

$$PS: \quad \Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = (1; 1{,}4; 3) = 1cm$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t = 4HA8 = 2.01 cm²

Ø **Calcul des espacements** :

- **Zone nodale :** $S_t \le \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm\right)$

  - Poutre principales de (30x40) cm^2 : $S_t = 10cm$

  -Poutre secondaire de (30x35) cm^2: $S_t = 8{,}75cm$

- **Zone courante :** $S_t^{'} \le \frac{h}{2}$

  -Poutre principales de (30x40) cm^2 : $S_t = 20cm$.

  -Poutre secondaire de (30x35) cm^2: $S_t = 15cm$.

Soit : $S_t = 15cm$

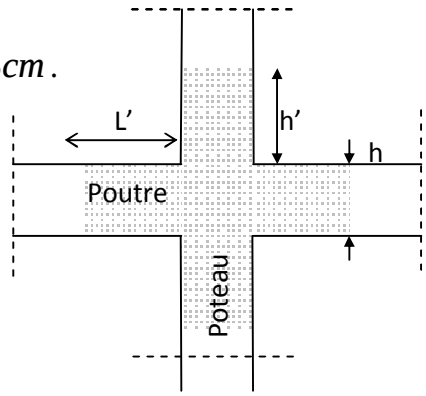


Fig. IX-2 :

Ø **Délimitation de la zone nodale :**

L'=2xh

$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

h'=60cm

L'= 2x40 = 80 cm : poutre principales de (30x40) cm^2

L'= 2x35 = 70 cm : poutre secondaire de (30x35) cm^2

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0{,}003 S_t b = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35 cm^2$

$A_t = 2.01 cm^2 > A_t^{min} = 1{,}35 cm^2$ ..... condition vérifiée

VII-1-6 Vérifications à l'ELS :

a) ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :

Ø Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Ø Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\overline{s_{bc}}$.

$$s_{bc} \leq \overline{s}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15 [MPa]$$

-On détermine $r_1 = \dfrac{100\, A_s}{b\, d}$

-Déduire les valeurs de β_1 et K.

-Les contraintes valent alors :

$$s_{bc} = K s_s \qquad et \qquad s_s = \frac{M_{ser}}{b\, d\, A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutre principale :**

Aux appuis :

NIVEAU	M_s^{max}(KN.m)	A_{su}(cm^2)	r_1	β_1	a	K	s_s (MPa)	s_{bc} (MPa)	$\overline{s}_{bc}$ (MPa)	OBS
13	24,91	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	83,75	3,57	15	Vérifiée
12	56,722	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	190,70	8,13		Vérifiée
11	56,989	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	191,60	8,17		Vérifiée
10	55,814	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	187,65	8,00		Vérifiée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

9	54,251	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	182,39	7,77		Vérifiée
8	54,366	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	182,78	7,79		Vérifiée
7	54,366	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	182,78	7,79		Vérifiée
6	51,152	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	171,98	7,33		Vérifiée
5	49,107	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	165,10	7,04		Vérifiée
4	46,53	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	156,44	6,67		Vérifiée
3	42,714	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	143,61	6,12		Vérifiée
2	40,603	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	136,51	5,82		Vérifiée
1	37,227	9,24	0,832	0,870	0,390	23,46	125,16	5,33		Vérifiée

En travées :

NIVEAU	M_s^{max}(KN.m)	A_{su} (cm^2)	r_1	β_1	a	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
13	14,197	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	54,62	2,13		Vérifié
12	42,167	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	162,23	6,32		Vérifié
11	28,289	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	108,84	4,24		Vérifié
10	28,535	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	109,78	4,28		Vérifié
9	28,087	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	104,21	4,06		Vérifié
8	27,678	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	106,49	4,15		Vérifié
7	27,678	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	106,49	4,15	15	Vérifié
6	27,339	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	105,18	4,10		Vérifié
5	27,100	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	104,26	4,06		Vérifié
4	26,885	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	103,44	4,03		Vérifié
3	26,385	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	101,51	3,96		Vérifié
2	26,351	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	101,38	3,95		Vérifié

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

1	27,244	8,01	0,722	0,877	0,369	25,65	104,82	4,09		Vérifié

Tableau.IX-6 :

- **Poutre secondaire :**

Aux appuis :

NIVEAU	M_s^{max} (KN.m)	A_{su} (cm^2)	r_1	β_1	a	K	s_s (MPa)	s_{bc} (MPa)	$\overline{s}_{bc}$ (MPa)	OBS
13	2,941	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	13,19	0,56	15	Vérifiée
12	46,478	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	208,42	8,88		Vérifiée
11	49,831	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	223,47	9,52		Vérifiée
10	47,261	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	211,93	9,03		Vérifiée
9	45,322	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	203,24	8,66		Vérifiée
8	43,988	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	197,26	8,41		Vérifiée
7	40,756	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	182,76	7,79		Vérifiée
6	36,93	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	165,61	7,06		Vérifiée
5	32,296	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	144,83	6,17		Vérifiée
4	26,492	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	118,8	5,06		Vérifiée
3	20,485	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	91,86	3,91		Vérifiée
2	15,353	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	68,85	2,93		Vérifiée
1	11,233	8,01	0,834	0,870	0,390	23,46	50,37	2,15		Vérifiée

En travée :

NIVEAU	M_s^{max} (KN.m)	A_{su} (cm^2)	r_1	β_1	a	K	s_s (MPa)	s_{bc} (MPa)	$\overline{s}_{bc}$ (MPa)	OBS
13	3,219	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	16,9	0,65	15	Vérifiée
12	29,854	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	156,62	6,03		Vérifiée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

11	30,103	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	158,03	6,10		Vérifiée
10	27,617	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	144,98	5,58		Vérifiée
9	28,48	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	149,51	5,75		Vérifiée
8	29,368	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	154,17	5,93		Vérifiée
7	26,406	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	138,62	5,33		Vérifiée
6	23,253	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	122,07	4,70		Vérifiée
5	19,378	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	101,73	3,89		Vérifiée
4	14,425	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	75,72	2,91		Vérifiée
3	10,541	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	55,33	2,13		Vérifiée
2	7,078	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	37,16	1,43		Vérifiée
1	6,647	6,78	0,706	0,878	0,366	25,98	34,89	1,34		Vérifiée

b) ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée aux niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction

Calcule de la flèche : on effectué le calcule pour la plus grande travée dans les deux sens.

§ État limite de déformation

Sens (xx) :

$$\overline{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{380}{500} = 0{,}76cm$$

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0{,}408cm$

Sens (yy) :

$$\overline{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{420}{500} = 0{,}84cm$$

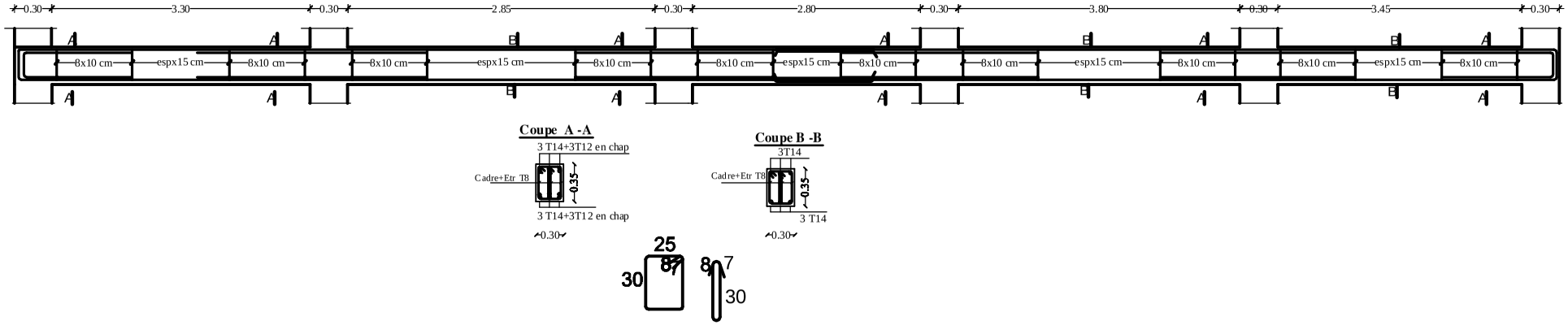
Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0{,}018cm$

Conclusion: La flèche est vérifiée

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage des poutres secondaires



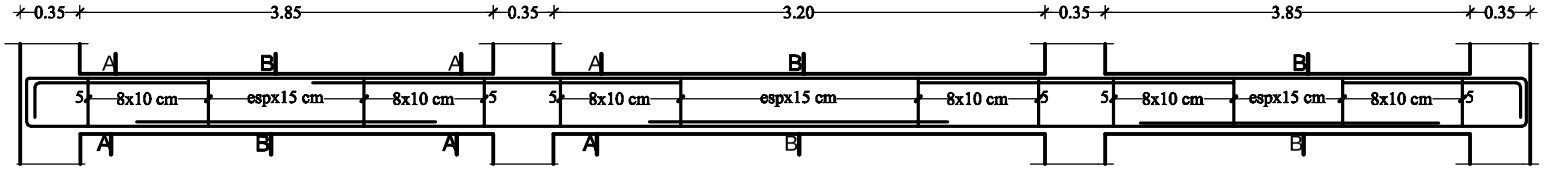
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

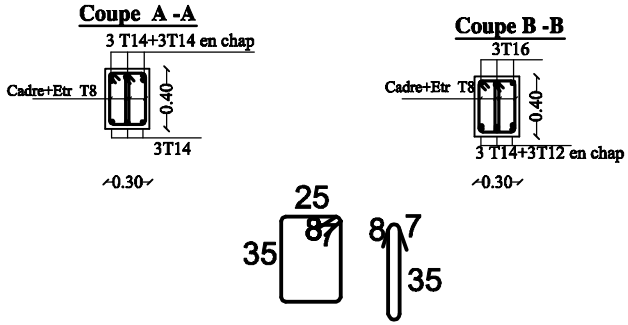
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferraillage des poutres principales





REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VII-2) Ferraillage des poteaux :

VII-2-1) Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

a- 1.35 G+1.5 Q : à l'ELU
G + Q : à l'ELS
b- G + Q ± E : RPA 2003
0.8G ± E : RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VII-2-2) Recommandation du RPA 2003 :

a) Les armatures longitudinales :

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

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x sections du poteau (Zone IIa).

Poteau (40x45) $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 cm^2$

Poteau (35x40) $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 cm^2$

Poteau (30x35) $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 cm^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (40x45) $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 cm^2$

Poteau (35x40) $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 cm^2$

Poteau (30x35) $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 cm^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)

Poteau (40x45) $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 cm^2$

Poteau (35x40) $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 cm^2$

Poteau (30x35) $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 cm^2$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
L = 25 cm (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{r_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.
S_t : espacement des armatures transversales.
a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{\min}; 15cm\right) & \textit{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \textit{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en %est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0.3\%$

$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A\min = 0.8\%$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

VII-2-3) Calcul du ferraillage :

Etape de calcul en flexion composée :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$ $\rightarrow$ Moment fictif

► Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

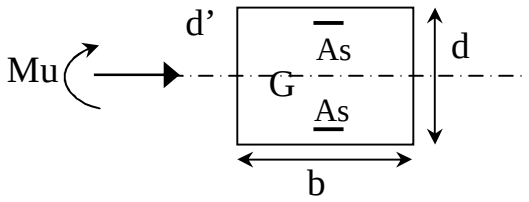
Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



► Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faux donc vérifié l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h-c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

►Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M-(d-0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d-c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

► Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s=0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (bxh) (cm^2)	Obs	M_f (KN.m)	β	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Ferraillage
1	N_{max}=2048,94	M_{cor}=2,352	40x45	SEC	401,9	0,721	0,00	0,00	14,4	16,08	8HA16
2	N_{min}=527,65	M_{cor}=0,107		SPC	102,99	0,945	0,00	0,00			
3	N_{cor}=608,94	M_{max}=44,782		SPC	163,52	0,910	0,00	0,00			
4	N_{max}=1485,01	M_{cor}=5,185	35x40	SEC	253,05	0,917	0,00	0,00	11,2	12,56	4HA16+4HA12
5											
6	N_{min}=159,3	M_{cor}=1,634		SPC	28 ,71	0,979	0,00	0,00			
7											
8	N_{cor}=398,72	M_{max}=60,746		SPC	128,53	0,894	0,00	0,00			
9											
10	N_{max}=525,34	M_{cor}=5,718	30x35	SPC	81,89	0,895	0,00	0,00	8,4	10,67	4HA14+4HA12
11	N_{min}=80,75	M_{cor}=1,655		SPC	13,56	0,984	0,00	0,00			
12	N_{cor}=87,46	M_{max}=38,944		SPC	51,62	0,937	0,00	2,02			

Ferraillage des poteaux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

a) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :
-reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
-empêcher le déplacement transversal du béton.

► Leur diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm \text{ , soit } \Phi_t = 8mm$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01\ cm^2$

► Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(10\Phi_l^{min}, 15cm\right) = \min\left(10\times1.2, 15cm\right) = 12\ cm \rightarrow S_t = 10\ cm$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15\ \Phi_l^{min} = 18\ cm \rightarrow S_t = 15\ cm$$

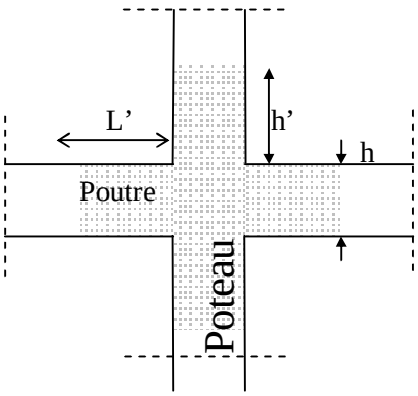
►**Délimitation de la zone nodale :**

L'=2xh

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.
$b_{1\ et}$ h_1 : Dimensions du poteau.
h_e : Hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max\{52,5;\ 40;45\ ;60cm\} = 60cm$



h'=60cm pour les déférents niveaux.

Remarque :
Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

► Vérification de la quantité d'armatures :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :
-Si: $\lambda_g \geq 5$ ……$A_t^{min} = 0,3\%\ S_t \times b_1$
-Si: $\lambda_g \leq 3$ ……$A_t^{min} = 0,8\%\ S_t \times b_1$
-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$……Interpoler entre les deux valeurs précédentes.
Avec :
λ_g : L'élancement géométrique du poteau
a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.
$I_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.
L_0 : Longueur libre du poteau.

$$l_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad l_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0.7\ h_e$$

- Poteau de $(40\times45)cm^2$: $l_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7\times2,75}{0,4} = 5,81$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- Poteau de (35×40)cm^2 : $l_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 2,75}{0,35} = 5,5$
- Poteau de (30×35)cm^2 : $l_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 2,75}{0,3} = 6,42$

On remarque que $\lambda > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures est :

En zone nodale (S_t = 10cm) :

Ø Poteau de (40×45) .At = 0,3%×S_t×b = 0,003 ×10 × 40 = 1,2 cm^2.

Ø Poteau de (35×40)…… At = 0,3%×S_t×b = 0,003 ×10 ×35 = 1,05 cm^2.

Ø Poteau de (30×35).....At = 0,3%×S_t×b = 0,003 ×10 ×30 = 0,9 cm^2

Ø **En zone courante (S_t = 15cm) :**

Ø Poteau de (40×45) …….At = 0,3%×S_t×b = 0,003 ×15 × 40 = 1,8cm^2.

Ø Poteau de (35×40)…… …… At = 0,3%×S_t×b = 0,003 ×15 ×35 = 1,57 cm^2.

Ø Poteau de (30×35).....At = 0,3%×S_t×b = 0,003 ×15×30 =1,35cm^2.

b) Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$t_b = \frac{T_u}{b.d} \leq t_{bu} = r_b f_{c28}$$

Avec : $r_b = 0,075$ si $l_g \geq 5$

$r_b = 0,04$ si $l_g \langle 5$

Pour notre cas : $l_g \geq 5 \Rightarrow r_b = 0,075$

Donc : $t_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 MPa$

Poteau (40x45) :

T2=62,76 KN (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x45)

$$t_b = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{62,76 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,37 MPa < 1,875 MPa \qquad \text{CV}$$

Poteau (35x40) :

T2=39,93 KN (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x40)

$$t_b = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{39,93 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,31 MPa < 1,875 MPa \qquad \text{CV}$$

Poteau (30x35) :

T2=32,94 KN (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35)

$$t_b = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{32,94 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,34 MPa < 1,875 MPa \qquad \text{CV}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Ø **Longueur d'ancrage** :(BAEL91 modifiées 99/Art6.1.23) :

$$l_s = \frac{f \cdot f_e}{4t_{su}} \qquad \text{Avec : } t_{su} = 0{,}6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 2{,}835 MPa$$

Pour les T16 : $l_s = 56{,}44 cm$

Pour les T14 : $l_s = 49{,}40 cm$

Pour les T12 : $l_s = 42{,}33 cm$

VII-2-4) Vérification à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$s_{bc} \le \overline{s}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa$ **[BAEL 91A.4.5.2]**

Ø **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :
$$\begin{cases} lc = \dfrac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \dfrac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \dfrac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \dfrac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \dfrac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \dfrac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \ge 0$: $t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \dfrac{p}{3 \cdot u}$
- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2p}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4p}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \ a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2\right]$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$s_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \cdot y_1 \leq \overline{s}_{bc}$$

Ø Vérification d'une section entièrement comprimée :

-On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

-On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$ Sur la fibre supérieure

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$ Sur la fibre inférieure

Finalement on vérifie : $\max (s_{sup}; s_{inf}) \leq \overline{s_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Niveau	N (KN)	M (KNm)	e(m)	h/6 (m)	obs	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_b (MPa)	obs
1	N_{max}=1496,48	M_{cor}=1,72	0,001	0,075	SPC	8,44	8,19		
2	N_{min}=298,93	M_{cor}=9,16	0,031	0,075	SPC	2,34	0,98		
3	N_{cor}=879,31	M_{max}=21,9	0,025	0,075	SPC	6,51	3,26		
4 5	N_{max}=1079,67	M_{cor}=40,05	0,037	0,066	SPC	12,00	3,42		vérifiée
6 7	N_{min}=92,35	M_{cor}=8,99	0,097	0,066	SPC	1,71	0,00	15	
8 9	N_{cor}=310,1	M_{max}=33,8	0,108	0,066	SPC	6,49	0,00		
10	N_{max}=398,7	M_{cor}=4,48	1,01	0,088	SPC	4,44	2,98		
11	N_{min}=58,95	M_{cor}=1,21	0,021	0,088	SPC	0,76	0,36		
12	N_{cor}=40,62	M_{max}=29,51	0,726	0,088	SPC	9,56	0,00		

Vérification des contraintes dans les poteaux à l'ELS.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{fe}.\left[\frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d}\right]$$

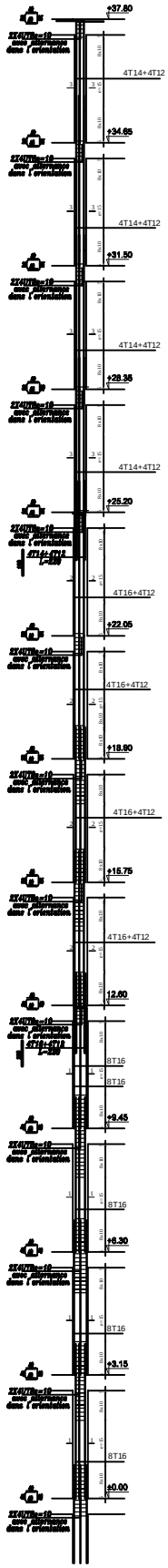
Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant

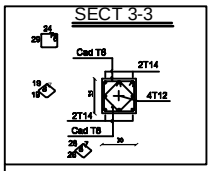
Niveau	N (KN)	M (KNm)	e(m)	b(m)	d(m)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	obs
1	N_{max}=1496,48	M_{cor}=1,72	0,001	0,40	0,42	5,03	16,08	vérifiée
2	N_{min}=298,93	M_{cor}=9,16	0,031	0 ,40	0,42	6,96		
3	N_{cor}=879,31	M_{max}=21,9	0,025	0,40	0,42	6,39		
4 5	N_{max}=1079,67	M_{cor}=40,05	0,037	0,35	0,37	6,54	12,56	
6 7	N_{min}=92,35	M_{cor}=8,99	0,097	0,35	0,37	-3,91		
8 9	N_{cor}=310,1	M_{max}=33,8	0,108	0,35	0,37	-2,39		
10	N_{max}=398,7	M_{cor}=4,48	1,01	0,30	0,32	1,05	10,67	
11	N_{min}=58,95	M_{cor}=1,21	0,021	0,30	0,32	3,78		
12	N_{cor}=40,62	M_{max}=29,51	0,726	0,30	0,32	1,01		

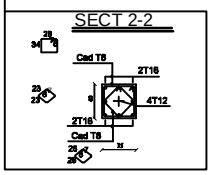
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

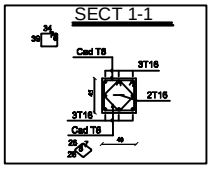
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

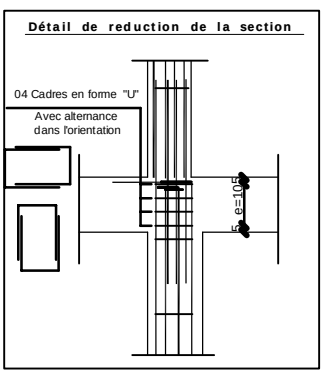
Ferraillage des pouteaux











REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VII-3) Ferraillage des voiles :

VII-3-1) 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.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

-Zone1 : RDC et 1^{er},$2^{éme}$ étage
-Zone2 : $3^{éme}$, $4^{éme}$, $5^{éme}$, $6^{éme}$, $7^{éme}$,8 ^{éme}et $9^{éme}$ étage
-Zone3 : $10^{éme}$, $11^{éme}$ et $12^{éme}$ étage

- 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 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8\,G + E \end{cases}$

VII-3-2) Ferraillage des trumeaux :

Le ferraillage des voile se fera pour des bandes de larguer d :
$d \leq \min(he, 2lc/3)$
on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.
Le voile sera ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

VII-3-2-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton
I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$d \le \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

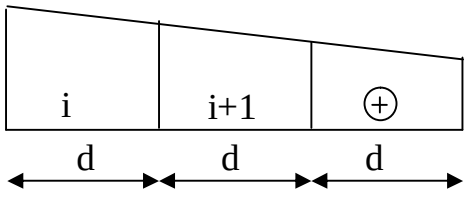
L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

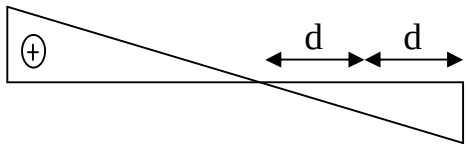


Avec : e : épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée :**

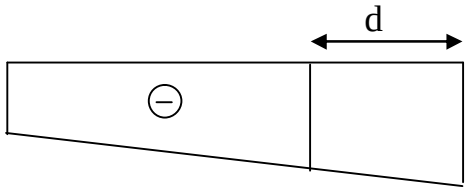
$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VII-3-2-2) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{s_{s2}}$$

B : section du voile (B=dxe).

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{s_{s10}}$$

σ_{s10} **:** Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

- **Section entièrement tendue**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

VII-3-2-3) Armatures minimales :

- **Pour une section entièrement comprimé (Art. A.8.1, 21 BAEL91 modifiées 99) :**

- $A_{min} \geq 4\ cm^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ avec B : section du béton comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0{,}23B \cdot f_{c28}}{f_e}; 0{,}002B\right)$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontal e du béton tendu.

- **Exigences de RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courantes 0.10 %

VI-3-2-4) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ.

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\ \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VII-3-2-5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Elles retiennent 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 RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

VII-3-2-6) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

$$Avec : \quad T = 1.4\,V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII-3-2-7) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10.

VII-3-2-8) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$

$S \leq 30$ cm

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

VII-3-2-9) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

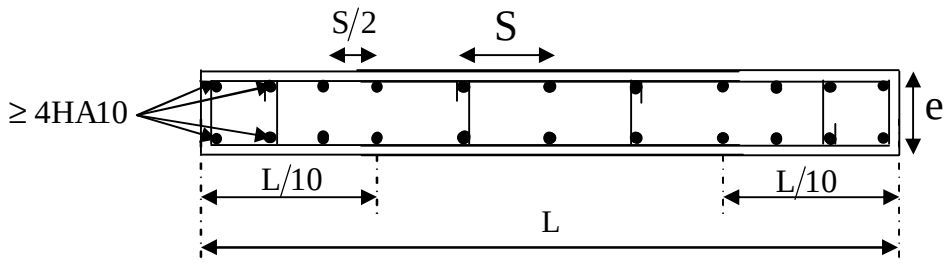


Figure IX.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-3-3) Vérification :

VII-3-3-1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal applique
B : Section du béton
A : Section d'armatures adoptée

a)Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : t_u : contrainte de cisaillement

$\overline{t}_u = \min\left(0.15\frac{f_{cj}}{g_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

b) Exemple de calcul :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Soit à calculer le ferraillage du voile de type I de la zone I :
L = 3,75 m , e = 0,20 m

$s_{max} = 4436{,}95 KN/m^2$

$s_{min} = -7681{,}86 KN/m^2$

$s_{max} > 0$ et $s_{min} < 0 \Rightarrow SPC$

Calcul de d :

$$L_c = \frac{s_{max}}{s_{max} + s_{min}} \cdot L = \frac{4436{,}95}{7681{,}86 + 4436{,}95} x 3{,}75 = 1{,}37m$$

$$L_t = L - L_c = 3{,}75 - 1{,}37 = 2{,}38m$$

Avec $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0{,}91m$

Soit un tronçon d = 1,19 m.

1ier tronçon :

$$s_1 = \frac{(L_t - d)s_{min}}{L_t} = \frac{(2{,}38 - 1{,}19)7681{,}86}{2{,}38} = 3840{,}93 KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{s_{min} + s_1}{2}\right) d \cdot e = 1371{,}21 Kn$$

-Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{s_{s2}} = \frac{1371{,}21 \times 10}{348} = 39{,}40 cm^2$$

2ième tronçon :

$$N_2 = \left(\frac{s_1}{2}\right) d \cdot e = 457{,}07 Kn$$

ü -Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{s_{s2}} = 13{,}13 cm^2$$

-Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1{,}4 \times 551{,}76 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 21{,}24 cm^2$$

$$A_{vj} = 21{,}24\, cm^2$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-**Armatures minimales** :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{B_1 \cdot f_{t28}}{f_e}; 0{,}002 B_1 \right)$$
$$= \max\left(12{,}48\, cm^2 \; ; 4{,}75 cm^2\right)$$
$$A_{\min} = 12{,}48\ cm^2$$

ü **Ferraillage adopté :**

$$A_v = A_{v\max} + \frac{A_{vj}}{4} = 39{,}55 cm^2$$

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique .soit :**13HA14=20,02 cm^2 /nappe.**

ü **-Armatures horizontales :**

$$A_h = \max\left(0{,}15\% B_1 \; ; \; \frac{A_v}{4}\right)$$
$$= \max\left(3{,}57\, cm^2 \; ; 10{,}05 cm^2\right)$$
$$A_h = 10{,}05\ cm^2$$

ü **-Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

ü **Vérification des contraintes :**

- BAEL 91 : $t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{551{,}76 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3750} = 0{,}817 MPa$

$$t_u = 0{,}817 MPa < \bar{t}_u = 2{,}5\, MPa \ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

- RPA 2003 : $t_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 551{,}76 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 3750} = 1{,}144 MPa$

$$t_b = 1{,}144 MPa < \bar{t}_b = 5 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{CV}$$

ü **Vérification à l'ELS :**

$$s_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow s_b = \frac{3949{,}56 \times 10^3}{200 \times 3750 + 45{,}24 \times 15 \times 10^2} = 4{,}83 MPa$$

$$s_b = 4{,}83 MPa \leq \bar{s}_b = 15 MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

N.B : la même procédure de calcul est à suivre pour le ferraillage du reste des voiles, que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

- **Les résultats du calcul :** les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Ø Ferraillage des voiles transversales (Vt1 ; Vt2 ; Vt9 ; Vt10) :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,2	4,2	4,2
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,84	0,84	0,84
Sollicitations de calcul	σmax (KN/m^2)		4436,95	2442,01	4146,32
	σmin (KN/m^2)		7681,86	5247,76	4741,45
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		551,76	471,61	223,21
	Lc (m)		1,54	1,06	1,96
	Lt(m)		2,66	3,14	2,24
	d(m)		1,331	1,571	1,120
	σ1 (KN/m^2)		3840,93	2623,88	2370,72
	N1 (KN)		1533,85	1707,67	796,78
	N2 (KN)		511,284	569,224	265,594
Ferraillage des voiles	Av1 (cm^2)		38,35	42,69	19,92
	Av2 (cm^2)		12,78	14,23	6,64
	Amin (cm^2)		13,98	16,49	11,76
	Avj (cm^2)		21,24	18,16	8,59
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)		43,66	47,23	22,07
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)		12,78	18,77	8,79
	A adoptée/nappe (cm^2)	Bande 1	24,12	24,12	11,3
		Bande 2	7,7	9,24	6,78
	Choix des barres /nappe	Bande 1	12HA16	12HA16	10HA12
		Bande 2	5HA14	6HA14	6HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	25	25	20
	A_H/nappe		12,06	12,06	5,65
	Choix des barres /nappe (A_H)		12HA12	12HA12	6HA12
	A_t(cm^2)		4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Vérifications des contraintes	**ζb=5MPa**	1,022	0,873	0,413
	ζu=2,5MPa	0,730	0,624	0,295
	N_s(KN)	3949,56	3194,54	1143,34
	σbc=15MPa	4,2	3,5	1,3

Ø Ferraillage des voiles transversales (Vt3 ; Vt4 ; Vt7 ; Vt8) :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2,5	2,5	2,5
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	**σmax (KN/m^2)**		2788,07	2790,13	5670,34
	σmin (KN/m^2)		7490,96	6572,7	6447,74
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)		166,98	133,1	93,54
	Lc (m)		0,68	0,75	1,36
	Lt(m)		1,82	1,75	1,14
	d(m)		0,911	0,877	0,571
	σ1 (KN/m^2)		3745,48	3286,35	3223,87
	N1 (KN)		1023,59	865,13	552,13
	N2 (KN)		341,195	288,377	184,043
Ferraillage des voiles	**Av1 (cm^2)**		25,59	21,53	13,80
	Av2 (cm^2)		8,53	7,21	4,6
	Amin (cm^2)		9,56	9,21	5,99
	Avj (cm^2)		6,43	5,12	3,60
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)		27,20	22,91	14,610
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)		8,53	8,49	5,50
	A adoptée/nappe (cm^2)	**Bande 1**	13,89	12,32	7,7
		Bande 2	5,65	5,65	3,39
	Choix des barres /nappe	**Bande 1**	9HA14	7HA14	5HA14
		Bande 2	5HA12	5HA12	3HA12
	Espacement (cm)	**Bande 1**	10	12	10
		Bande 2	15	15	20
	A_H/nappe		7,35	6,22	3,96
	Choix des barres /nappe (A_H)		10HA10	8HA10	6HA10

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	$A_t(cm^2)$	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2
Vérifications des contraintes	**ζb=5MPa**	0,519	0,414	0,291
	ζu=2,5MPa	0,371	0,296	0,208
	N_s(KN)	3837,56	3177,72	1155,85
	σbc=15MPa	6,8	5,8	2,2

Ø Ferraillage des voiles transversales (Vt5 ; Vt6) :

	Zone		**I**	**II**	**III**
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1,06	1,06	1,06
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,212	0,212	0,212
Sollicitations de calcul	**σmax (KN/m^2)**		2472,79	1467,72	2503,92
	σmin (KN/m^2)		7393,33	6962,36	5705,69
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)		76,49	39,21	27,96
	Lc (m)		0,27	0,18	0,32
	Lt(m)		0,79	0,88	0,74
	d(m)		0,397	0,438	0,368
	σ1 (KN/m^2)		3696,665	3481,180	2852,845
	N1 (KN)		440,45	457,14	315,25
	N2 (KN)		146,818	152,380	105,085
Ferraillage des voiles	**Av1 (cm^2)**		11,01	11,43	7,88
	Av2 (cm^2)		3,67	3,81	2,63
	Amin (cm^2)		4,17	4,60	3,87
	Avj (cm^2)		2,94	1,51	1,08
	A1=Av1/2+Avj/4 (cm^2)		11,75	11,81	8,15
	A2=Av2/2+Avj/4 (cm^2)		3,67	4,19	2,90
	A adoptée/nappe (cm^2)	**Bande 1**	6,16	6,16	6,16
		Bande 2	3,08	3,08	2,26
	Choix des barres /nappe	**Bande 1**	4HA14	4HA14	4HA14
		Bande 2	2HA14	2HA14	2HA12
	Espacement (cm)	**Bande 1**	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
	A_H/nappe		3,39	3,39	3,39

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	Choix des barres /nappe (A_H)	6HA10	6HA10	6HA10
	A_t(cm^2)	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2
Vérifications des contraintes	**ζb=5MPa**	0,561	0,288	0,205
	ζu=2,5MPa	0,401	0,206	0,147
	N_s(KN)	1830,04	1535,65	623,81
	σbc=15MPa	7,3	6,2	2,5

Ø Ferraillage des voiles longitudinal (Vl3 ; Vl4 ; Vl6 ; Vl7) :

	Zone		**I**	**II**	**III**
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1,64	1,64	1,64
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,328	0,328	0,328
Sollicitations de calcul	**σmax (KN/m^2)**		2242,59	2286,26	3238,45
	σmin (KN/m^2)		6935,83	6318,07	4818,59
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)		148,96	81,68	50,68
	Lc (m)		0,40	0,44	0,66
	Lt(m)		1,24	1,20	0,98
	d(m)		0,620	0,602	0,490
	σ1 (KN/m^2)		3467,915	3159,035	2409,295
	N1 (KN)		644,66	570,63	354,46
	N2 (KN)		214,888	190,213	118,154
Ferraillage des voiles	**Av1 (cm^2)**		16,12	14,27	8,86
	Av2 (cm^2)		5,37	4,76	2,95
	Amin (cm^2)		6,51	6,32	5,15
	Avj (cm^2)		6,49	3,89	3,01
	A1=Av1/2+Avj/4 (cm^2)		17,55	15,05	9,35
	A2=Av2/2+Avj/4 (cm^2)		5,37	5,54	3,44
	A adoptée/nappe (cm^2)	**Bande 1**	9,24	7,7	5,65
		Bande 2	4,62	4,62	3,08
	Choix des barres /nappe	**Bande 1**	6HA14	5HA14	5HA12
		Bande 2	3HA14	3HA14	2HA12
	Espacement (cm)	**Bande 1**	10	12	10
		Bande 2	20	20	20

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	A_H/nappe	4,62	3,85	2,83
	Choix des barres /nappe (A_H)	6HA10	5HA10	4HA10
	A_t(cm^2)	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2
Vérifications des contraintes	**ζb=5MPa**	0,706	0,387	0,240
	ζu=2,5MPa	0,505	0,277	0,240
	N_s(KN)	1539,64	1299,1	481,42
	σbc=15MPa	4,2	3,6	1,4

Ø Ferraillage des voiles longitudinal (Vl5) :

	Zone		**I**	**II**	**III**
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1,725	1,725	1,725
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,345	0,345	0,345
Sollicitations de calcul	**σmax (KN/m^2)**		2175,83	754,73	1195,37
	σmin (KN/m^2)		6240,97	4982,8	1962,72
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (KN)		181	114,95	86,38
	Lc (m)		0,45	0,23	0,65
	Lt(m)		1,28	1,50	1,07
	d(m)		0,640	0,749	0,536
	σ1 (KN/m^2)		3120,485	2491,4	981,360
	N1 (KN)		598,70	559,85	157,81
	N2 (KN)		199,566	186,617	52,604
Ferraillage des voiles	**Av1 (cm^2)**		14,97	14,00	3,95
	Av2 (cm^2)		4,99	4,67	1,32
	Amin (cm^2)		6,72	7,86	5,63
	Avj (cm^2)		6,97	4,43	3,33
	A1=Av1/2+Avj/4 (cm^2)		16,71	15,10	4,78
	A2=Av2/2+Avj/4 (cm^2)		4,99	5,77	2,15
	A adoptée/nappe (cm^2)	**Bande 1**	9,24	7,91	3,9
		Bande 2	4,62	4,52	3,12
	Choix des barres /nappe	**Bande 1**	6HA14	7HA12	5HA10
		Bande 2	3HA14	4HA12	4HA10
	Espacement	**Bande 1**	10	10	10

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	(cm)	Bande 2	20	20	15
	A_H/nappe		4,52	3,96	1,95
	Choix des barres /nappe (A_H)		6HA10	6HA10	3HA10
	A_t(cm^2)		4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2
Vérifications des contraintes	ζb=5MPa		0,816	0,518	0,389
	ζu=2,5MPa		0,583	0,310	0,278
	N_s(KN)		1958,53	103,37	656,02
	σbc=15MPa		5,1	0,27	1,8

Ø Ferraillage des trumeaux du voile (Vl1 ; Vl2 ; Vl8 ; Vl9) :

Trumeau 1 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,155	1,155	1,155
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,19	0,194	0,2
Sollicitations de calcul	σmax (KN/m^2)		5021,94	3095,78	3794,06
	σmin (KN/m^2)		8260,24	6176,39	4144,09
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		102,43	96,68	73,32
	Lc (m)		0,28	0,31	0,46
	Lt(m)		0,87	0,84	0,69
	d(m)		0,435	0,422	0,344
	σ1 (KN/m^2)		3467,915	3159,035	2409,295
	N1 (KN)		452,05	400,14	248,56
	N2 (KN)		150,684	133,380	82,852
Ferraillage des voiles	Av1 (cm^2)		11,3	10	6,29
	Av2 (cm^2)		3,77	3,33	2,07
	Amin (cm^2)		4,56	4,43	3,61
	Avj (cm^2)		3,94	3,72	2,82
	A1=Av1/2+Avj/4 (cm^2)		12,29	10,93	6,92
	A2=Av2/2+Avj/4 (cm^2)		3,77	4,27	2,78
	A adoptée/nappe (cm^2)	Bande 1	6,16	6,16	4,62
		Bande 2	3,39	3,39	2,26
	Choix des barres	Bande 1	4HA14	4HA14	3HA14

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	/nappe	Bande 2	3HA12	3HA12	2HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
	A_H/nappe		2,8	2,91	3
	Choix des barres /nappe (A_H)		3HA10	3HA10	3HA10
	A_t(cm^2)		4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2
Vérifications des contraintes	ζb=5MPa		0,693	0,654	0,496
	ζu=2,5MPa		0,495	0,465	0,354
	N_s(KN)		586,24	459,39	159,35
	σbc=15MPa		2,2	1,8	0,63

Ø Ferraillage des trumeaux du voile (Vl1 ; Vl2 ; Vl8 ; Vl9) :

Trumeau 1 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,205	1,205	1,205
	e(m)		0,2	0,2	0,2
	B (m^2)		0,241	0,241	0,241
Sollicitations de calcul	σmax (KN/m^2)		4133,9	2418,5	588,67
	σmin (KN/m^2)		8083,48	5740,53	1794,05
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (KN)		113,57	96,69	44,25
	Lc (m)		0,41	0,36	0,30
	Lt(m)		0,80	0,85	0,91
	d(m)		0,399	0,424	0,454
	σ1 (KN/m^2)		4041,740	2870,265	897,025
	N1 (KN)		483,36	365,02	122,08
	N2 (KN)		161,119	121,673	40,693
Ferraillage des voiles	Av1 (cm^2)		12,08	9,13	3,05
	Av2 (cm^2)		4,03	3,04	1,02
	Amin (cm^2)		4,19	4,45	4,76
	Avj (cm^2)		4,37	3,72	1,70
	A1=Av1/2+Avj/4 (cm^2)		13,18	10,06	3,48
	A2=Av2/2+Avj/4 (cm^2)		4,03	4,97	1,44
	A adoptée/nappe (cm^2)	Bande 1	8,04	6,16	3,39
		Bande 2	2,26	3,39	3,39

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	Choix des barres /nappe	**Bande 1**	4HA16	4HA14	3HA12
		Bande 2	2HA12	3HA12	3HA12
	Espacement (cm)	**Bande 1**	10	10	15
		Bande 2	20	15	15
	A_H/nappe		2,39	2,54	2,72
	Choix des barres /nappe (A_H)		3HA10	3HA10	3HA10
	A_t(cm^2)		4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2	4épingle de HA8/m^2
Vérifications des contraintes	**ζb=5MPa**		0,733	0,624	0,286
	ζu=2,5MPa		0,524	0,446	0,204
	N_s(KN)		559,64	453,69	156,69
	σbc=15MPa		2,1	1,7	0,6

VII-3-4) Ferraillage des linteaux :

Ø **1er cas :** $t_b \leq 0{,}06 f_{c28}$

On devra disposer :

1- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Zf_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : Hauteur de la section du linteau

d' : Distance d'enrobage

M : Moment du à l'effort tranchant $\overline{T}$

2-Aciers transversaux :

- **1er sous cas :** linteaux longs **(** $l_g = \frac{l}{h} > 1$**)**

Nous avons :

$$S \leq \frac{A_t . f_e . Z}{\overline{T}}$$

Avec :

S : Espacement des courts d'armatures transversales

A_t : Section d'un court d'armatures

$\overline{T}$: Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau

- **2ème sous cas :** linteaux courts **(** $l_g = \frac{l}{h} \leq 1$**)**

On doit avoir :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{\overline{T} + A_t f_e}$$

D'où T = min (T1 ; T_2).

$T_2 = 2T_{calculé}$ et

$$T_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :

M_{ci} ; M_{cj} : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij}.

Le moment est calculé par la formule : Mc = Alf_eZ

Avec : Z = $h - 2d'$

Ø **2ème cas :** $\tau_b > 0{,}06 f_{c28}$ **avec** t_b **:** Contrainte limite de cisaillement.

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant le minimum réglementaires.

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement

$$A_d = \frac{T}{2f_e \sin\alpha}$$

Avec :

$$tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

et

$T = T_{calculé}$ (sans majoration)

3) Ferraillage minimale :

Ø **Armatures longitudinales (** A_l , $A_l^{'}$ **) :**

$A_l, A_l^{'} \geq 0{,}0015$ bh Soit : 0,15% de b.h

Ø **Armatures transversales :**

Pour :

$A_t \geq 0.15\,\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$

$A_t \geq 0.25\,\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

Avec:

Ø **Armatures de peau :**

$A_c \geq 0.20\,\% \cdot b \cdot h$

Ø **Ancrage rectiligne :**

Nous devons avoir :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$L_S = \frac{h}{4} + 50\phi$$

-Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \qquad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \qquad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

3- c) Exemple de calcul

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont données comme suite :

$h = 0{,}9\ m$

$l = 1{,}24\ m$

$e = 20\ cm$

§ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$t_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1{,}4 \cdot V_{calcul}$$

$$t_b = \frac{1{,}4 \times 201{,}05 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 900} = 1{,}74 MPa$$

$$t_b = 1{,}74\ MPa < \ t_b = 5\ MPa$$

§ Armatures longitudinales

$t_b = 1{,}59 MPa > 0{,}06\, f_{c28} = 1{,}5\ MPa$ **,** donc le ferraillage minimal qui sera adopté doit satisfaire les conditions suivantes :

Le RPA 2003 : $\left(A_{l\min} = A'_{l\min}\right) \geq 0{,}15\%.e.h = 2{,}7 cm^2$

Le BAEL 91 : $\left(A_{l\min} = A'_{l\min}\right) \geq 0{,}23 \times \frac{f_{t28}}{fe} \times e(h - c) = 2{,}1 cm^2$

$A_l = A'_l = 2{,}7 cm^2$ .Soit **4HA10 = 3,12 cm².**

§ Armatures transversales

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$t_b = 1{,}59\,MPa > 0{,}025 \cdot f_{c28} = 0{,}625\,MPa$$

$$Avec: \qquad S \le \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22{,}5\,cm \quad avec\ S = 20\,cm$$

$$A_t > 0{,}0025 \cdot b \cdot S = 0{,}0025 \times 20 \times 20 = 1\,cm^2$$

Soit **2HA10** $\Rightarrow$ **A_t =1,56 cm²**

§ Armatures diagonales

$$t_b = 2{,}2\,MPa > 0{,}06 \cdot f_{c28} = 1{,}5\,MPa$$

Donc ces armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin a}$$

$$tg\,a = \frac{h - 2c}{L} = \frac{90 - 2 \times 3}{124} = 0{,}677 \Rightarrow a = 34{,}09^0$$

$$A_D = \frac{201{,}05 \times 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times 0{,}56} = 4{,}49\,cm^2$$

Soit 4HA12 $\Rightarrow$ A_D= 4,52 cm²

Avec un cadre de $f8$

§ Armatures de peau

$$A_c \ge 0{,}002 \cdot e \cdot h = 0{,}002 \times 20 \times 90 = 3{,}6\,cm^2$$

Soit **4HA12** $\Rightarrow$ **A_c = 4,52 cm²**

Tableau récapitulatif de Ferraillage des linteaux :

Linteau1 :

Zone		**Zone I**	**Zone II**	**Zone III**
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,9	0,9	0,9
	L(m)	1,24	1,24	1,24
	e (cm)	20	20	20
Ferraillage des	V_u (KN)	201,05	174,64	90,47

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

linteaux	$\bar{t}_b$ (*MPa*)	1,5	1,5	1,5
	t_b (*MPa*)	1,74	1,51	0,78
	$A_l = A_l'$ (cm²)	2,7	2,7	2,7
	Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10
	A_t (cm²)	1	1	1
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
	A_D (cm²)	4,48	3,9	0
	Choix des barres	8HA10	8HA10	/
	A_c (cm²)	3,92	3,92	3,92
	Choix des barres	6HA10	6HA10	6HA10

Linteau2 :

Zone		**Zone I**	**Zone II**	**Zone III**
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,98	0,98	0,98
	L(m)	1,24	1,24	1,24
	e (cm)	20	20	20
Ferraillage des linteaux	V_u (KN)	235,53	202,65	102,37
	$\bar{t}_b$ (*MPa*)	1,5	1,5	1,5
	t_b (*MPa*)	1,86	1,61	0,81
	$A_l = A_l'$ (cm²)	2,94	2,94	2,94
	Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10
	A_t (cm²)	1	1	1
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8
	A_D (cm²)	4,94	4,26	0

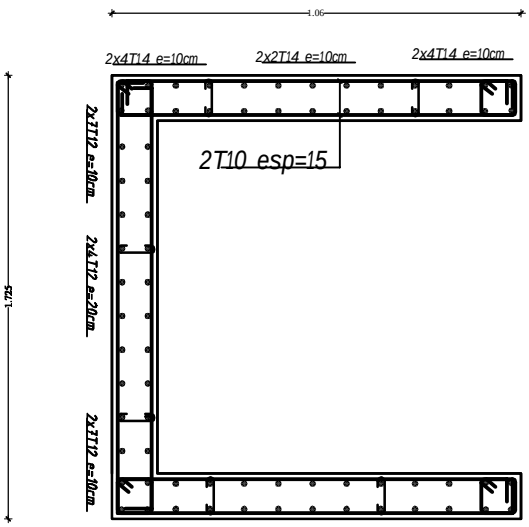
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

	Choix des barres	8HA10	8HA10	/
	A_c (cm^2)	3,92	3,92	3,92
	Choix des barres	6HA10	6HA10	6HA10

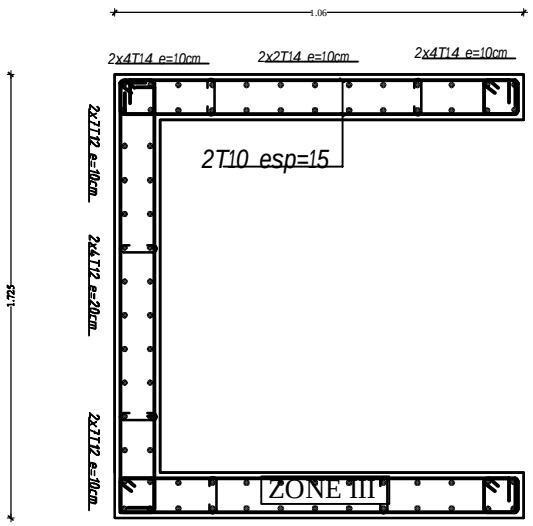
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

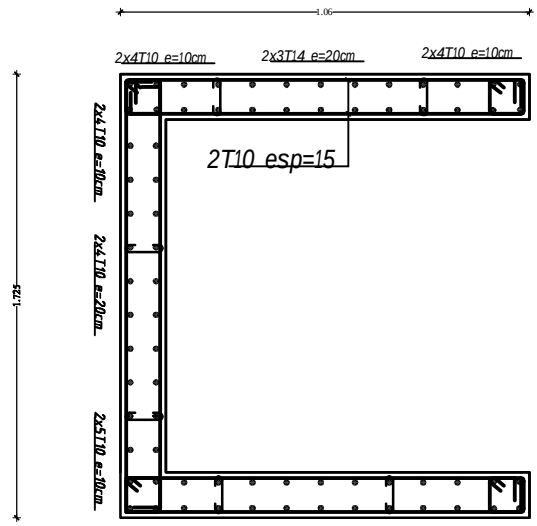
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

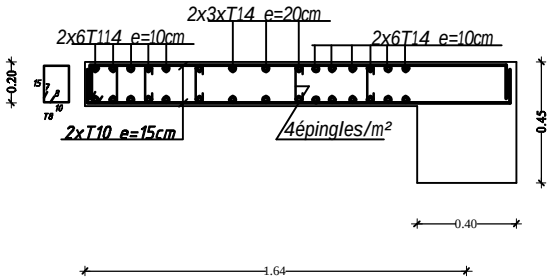
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

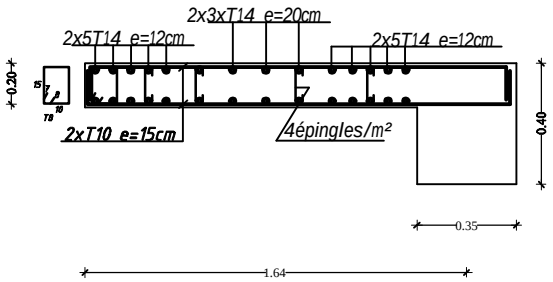
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VOILE Longitudinal

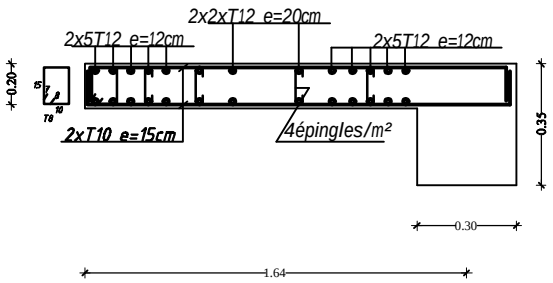
VOILE Vt3,Vt4,Vt6et Vt7) ZONE I



VOILE Vt3,Vt4,Vt6et Vt7) ZONE II



VOILE Vt3,Vt4,Vt6et Vt7) ZONE III



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

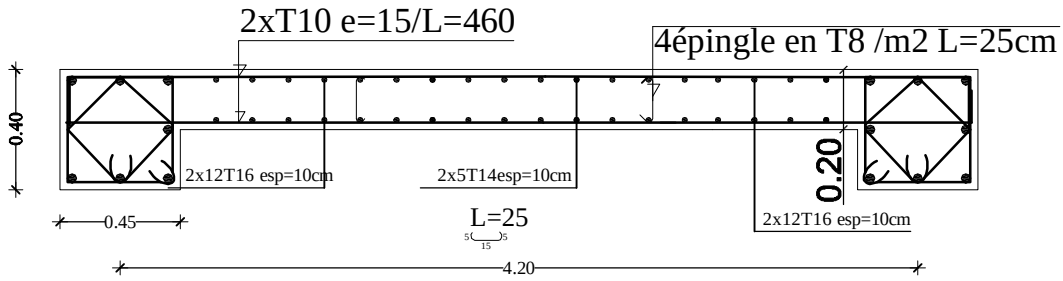
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

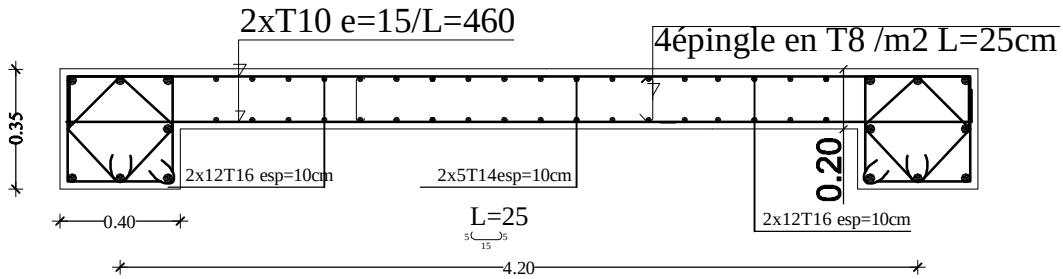
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

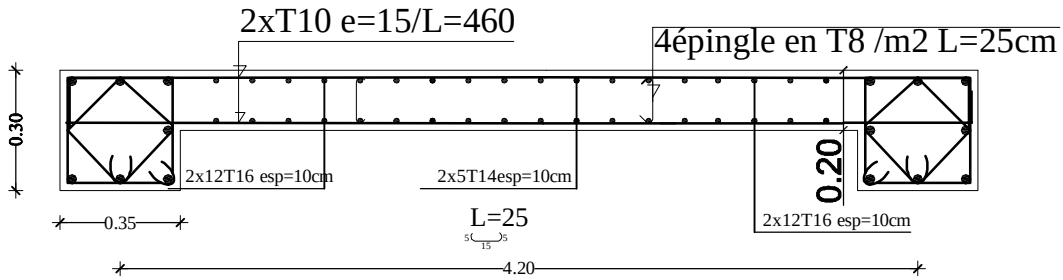
VOILE Vt1,Vt2,Vt9 et Vt10) ZONE I



VOILE Vt1,Vt2,Vt9 et Vt10) ZONE II



VOILE Vt1,Vt2,Vt9 et Vt10) ZONE III



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

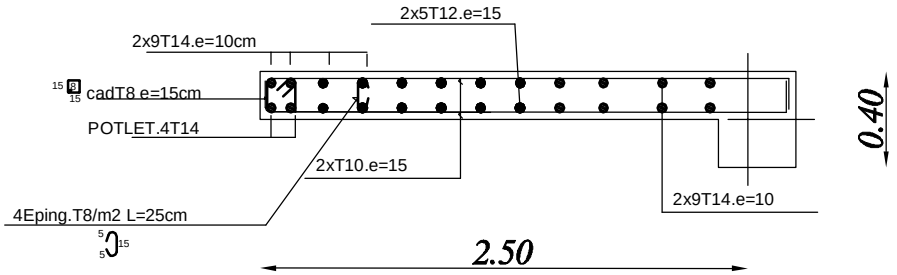
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

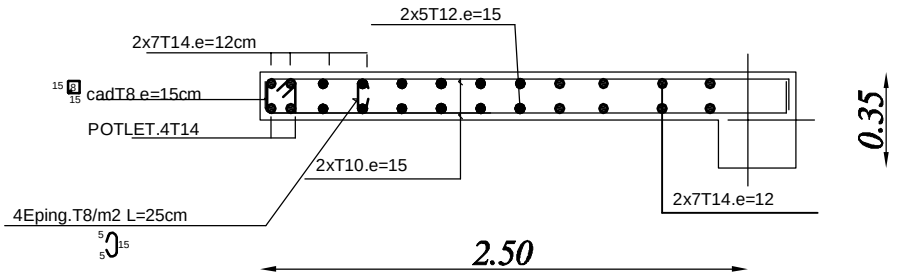
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VOILE TRANSVERSALE

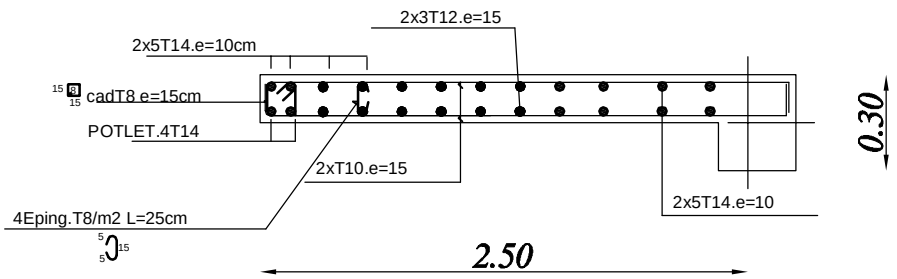
VOILE Vt3,Vt4,Vt7 et Vt8) ZONE I



VOILE Vt3,Vt4,Vt7 et Vt8) ZONE II



VOILE Vt3,Vt4,Vt7 et Vt8) ZONE III



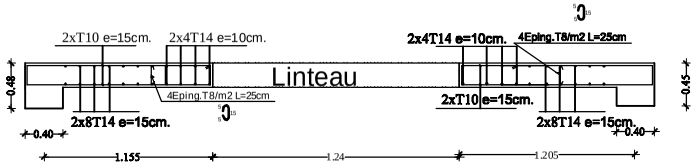
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

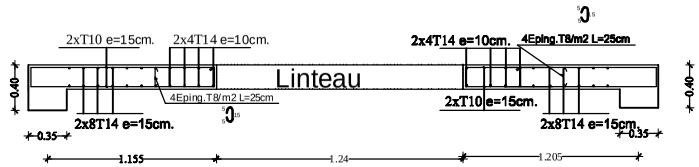
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

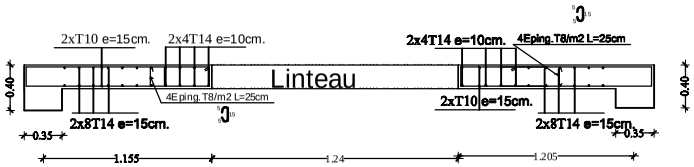
ZONE I



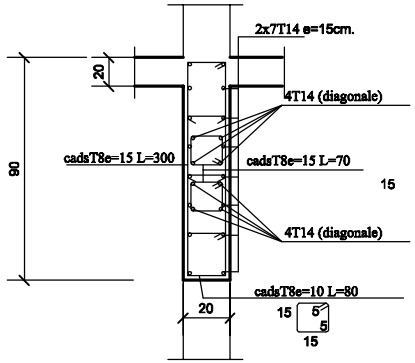
ZONE II



ZONE III



Linteau Zone I,II et III



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VIII) Étude de l'infrastructure

VIII-1) Introduction

Une fondation par définition un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

VIII-2) Différentes fonctions des fondations :

-Assurer la stabilité de l'ouvrage.

-Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.

-Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme……..etc.).

-Limitation des tassements compatibles.

VIII-3) Différents types de fondations :

Il existe quatre catégories de fondation :

- **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- **Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux

- **Les fondations spéciales :**

Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

- **Les fondations surfaciques ou radier :**

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé à une très grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment.

VIII-4) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

§ La résistance du sol
§ Le tassement du sol
§ Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

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.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 2 bars.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VIII-5) Fondation :

VIII-5-1) Semelle isolé :

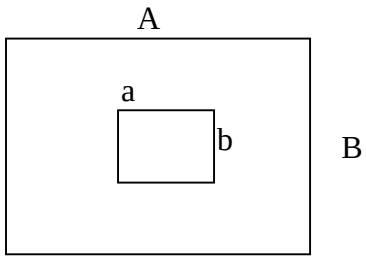
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{s}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{s}_{sol}}}$$



Exemple

$$N_{ser} = 1496{,}48\,KN \quad , \overline{s}_{sol} = 250\,KN/m^2 \quad \Rightarrow \quad A = B = 2.44\,m$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-5-2) semelles filantes :

VIII-5-2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B\ L}$$

s_{sol} : Capacité portante du sol (s_{sol} = 0.25MPa)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{s_{sol}\ L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

- **Sens longitudinal :**

VOILE	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m²]
VL1	586,24	3,6	0,65	2,34
VL2	471,81	3,6	0,52	1,89
VL3	1526,37	1,64	3,72	6,10
VL4	1539,64	1,64	3,75	6,16
VL5	1434,18	1,725	3,32	5,73

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VL6	1519,49	1,64	3,7	6,07
VL7	1531,82	1,64	3,73	6,12
VL8	577,13	3,6	0,64	2,30
VL9	454,37	3,6	0,50	1,8
				S_t= 38,51

Tableau X-2 :

Ø Sens transversal :

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m²]
VT1	2344,07	4,2	2,23	9,37
VT2	2197,29	4,2	2,09	8,78
VT3	2311,2	2,5	3,69	9,24
VT4	2151,84	2,5	3,43	8,60
VT5	898,42	1,06	3,39	3,59
VT6	931,63	1,06	3,51	3,72
VT7	2298,1	2,5	3,67	9,19
VT8	2130,75	2,5	3,4	8,52
VT9	2372,02	4,2	2,25	9,48
VT10	2236,78	4,2	2,13	8,94
				S_t=79,43

Sv = ∑Si = 117,94 m^2
Avec : Sv : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

VIII-5-2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :
Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Étape de calcul

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$e \le \frac{l}{6} \Rightarrow \textit{Répartition trapézoidale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1+\frac{6 \cdot e}{L})$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1-\frac{6 \cdot e}{L})$$

$$q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L}(1+\frac{3 \cdot e}{L})$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \ge \frac{q(\frac{L}{4})}{\overline{s}_{sol}}$$

Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{l}{9} \le h_t \le \frac{l}{6}$$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

Calcul la semelle dans le sens transversal.

Exemple de calcul :

Poteaux	**N_s**	**e_i**	**N_sx e_i**	**M_i**
A	1397,72	5,975	8351,38	-2,368
B	1463,69	1,775	2598,05	2,562
C	1496,48	-1,775	-2656,25	-1,722
D	1469,95	-5,975	-8782,95	2,998
	$\sum$**=5827,84**		$\sum$**=-489,77**	$\sum$**=1,47**

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 5827{,}84\ KN$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s \ e_i) + \sum M_i}{\sum N_s}$$

$$e = \frac{-489,77 + 1,47}{5827,84} = -0,084m$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = -0,084 < \frac{L}{6} = \frac{4,2}{6} = 0,7\,m$$

$$\Rightarrow \textit{Répartition trapézoidale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}(1 + \frac{6 \cdot e}{L}) = \frac{5827,84}{11,95}\left(1 + \frac{6(-0,084)}{11,95}\right) = 467,12KN/m^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}(1 - \frac{6 \cdot e}{L}) = \frac{5827,84}{11,95}\left(1 - \frac{6(-0,084)}{11,95}\right) = 508,25KN/m^2$$

$$q(\frac{L}{4}) = \frac{R}{L}(1 + \frac{3 \cdot e}{L}) = \frac{5827,84}{11,95}\left(1 + \frac{3(-0,084)}{11,95}\right) = 477,40KN/m^2$$

4- détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{s_{sol}} = \frac{477,40}{250} = 1,90 \quad \Rightarrow B = 1,90\ m$$

$$S = B \times L = 1,9 \times 11,95 = 22,70m^2$$

$$S_p = S \times n = 22,7 \times 10 = 227m^2$$

$$S_t = S_V + S_P = 117,94 + 227 = 344,94m^2$$

$$S_{bat} = 29,90 \times 11,95 = 357,30m^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{344,94}{357,30} = 0,96m^2$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 %de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VIII-5-3) Calcul du rader général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Le radier est :
Rigide en sou plan horizontale
Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
Facilité de coffrage
Rapidité d'exécution
Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VIII-5-3-1) Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} = 4,2 m $\Rightarrow$ $52{,}5\,cm \leq h \leq 84\,cm$

On prend : h = 60cm

- **Sous poteaux**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21cm$$

On prend h_d=30cm

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{420}{10} = 42cm$$

On prend h_n=70cm

$$0{,}4h_n = 0{,}4x70 = 28cm \leq b_n \leq 0{,}7h_n = 0{,}7x70 = 49cm$$

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

c) Condition de longueur d'élasticité

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{p} \cdot L_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40 MPa

L_{max} : distance entre deux nervures successives

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b =1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,2}{3.14}\right)^4 \times \frac{3x40}{10818.86}} = 0.83m$$

On prend h_n=90cm

Remarque

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h_n = 90 cm	Nervure
h_d = 30 cm	Dalle
b_n = 40 cm	Largeur de la nervure

VIII-5-3-2) Détermination des efforts :

Charge permanent :G=61736,75 KN

Charge d'exploitation :Q=8758,07KN

ELU: N_u = 1,35G+1,5Q=1,35x61736,75+1,5x8758,07=96481,72KN

ELS: N_s = G+Q=61736,75+8758,07=70494,82 KN

VII-5-3-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

E L U: $$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\,\overline{s}_{sol}} = \frac{96481}{1,33 \times 250} = 290,17\ m^2$$

E L S: $$S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33\,\overline{s}_{sol}} = \frac{70494,82}{1,33 \times 250} = 212,01\,m^2$$

$S_{batiment}$ = 357,30 m² > Max (S_1; S_2) =290,17 m²

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d, avec

$L_d \geq$ ($\frac{h}{2}$; 30 cm) $= \max(\frac{90}{2}, 30cm) = 45cm$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Nous prenons : L_d = 50cm

$\Rightarrow S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord}$ = 357,30+ (11,95+29,90) x2x0, 5= 399,15 m²

VIII-5-3-4) Poids du radier :

G_{rad}=poids de la dalle+poids de la nervure+poids de T.V.O+poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :** $P_1 = S_{rad} \times h_d \times r_b$

$P_1 = 399{,}15 \times 0{,}3 \times 25 = 2993{,}62KN$

- **Poids des nervures :** $P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times r_b$

$P_2 = [0{,}4(0{,}9 - 0{,}3) \times 29{,}90 \times 10 + 0{,}4 \times (0{,}9 - 0{,}3) \times 11{,}95 \times 4] \times 25 = 2080{,}8KN$

- **Poids de T.V.O :** $P_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times r$

$P_3 = (399{,}15 - 208{,}08) \times (0{,}9 - 0{,}3) \times 17 = 1948{,}91KN$

$$S_{ner} = \frac{2080{,}8}{0{,}4 \times 25} = 208{,}08m^2$$

- **Poids de la dalle flottante :** $P_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times r_b$

$P_4 = (399{,}15 - 208{,}08) \times 0{,}1 \times 25 = 477{,}67KN$

$$G_{rad\,tot} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 7501KN$$

VIII-5-3-5) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment :**Q_{bat}**=8758,07
- Surcharge du radier **: Q_{rad}**=1,5xS_{rad}=1,5x399,15=598,72KN

Poids total de la structure :

G_{tot}= G_{rad}+ G_{sup}=7501+61736,75=69237,75KN

Q_{tot}= Q_{rad}+ Q_{sup}=598,72+8758 ,07=9356,79KN

VIII-5-3-6) Combinaison d'action

N_u = 1, 35G_{tot}+1, 5Q_{tot}=107506, 10KN

N_s = G_{tot}+Q_{to}=78594, 54KN

VIII-5-3-7) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Centre de gravite du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \; ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

X_G =14,95 m et Y_G=5,975 m

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

ü Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{29{,}90 \times 11{,}95^3}{12} = 4252\, m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{11{,}95 \times 29{,}90^3}{12} = 26619{,}52\, m^4$$

VIII-5-4) Vérifications :

VIII-5-4-1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$$

$$\bar{t} = \min\left\{\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4MPa\right\} = 2.5\, MPa$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h_d = 0,9x30=27 cm

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \,.\, b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{107506{,}10 \times 1}{399{,}15} \times \frac{4{,}2}{2} = 565{,}61 KN$$

$$t_u = \frac{565{,}61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 2{,}09\, MPa \leq \bar{t}_u = 2{,}5\, MPa \ldots\ldots\ldots CV$$

VIII-5-4-2) Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifié le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq a \; S_{rad} \; . g_w \, . Z = 1{,}5 \times 10 \times 0.9 \times 399{,}15 = 5388{,}52\, KN$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

g_w : Poids volumique de l'eau (g_w = 10KN/m^3)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =0,9 m)

G_T =69237,75KN > 5388,52 KN

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII-5-4-3) Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

-Efforts normaux dus aux charges verticales.

-Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 \; h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure
h : profondeur de l'infrastructure
Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$s_m = \frac{3s_1 + s_2}{4}$$

On doit vérifier que :

ELU : $s_m \leq 1{,}33\, s_{sol}$

ELS : $s_m \leq s_{sol}$

$$s_{sol} = 250\,KN/m^2 \qquad ,1.33\, s_{sol} = 332{,}5\,KN/m^2$$

Avec :

$$s_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M\,V}{I}$$

V : distance entre le CDGdu radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

- **Sens longitudinal :**

- **A l'ELU :**

Calcul les moments :
Nu=107506,10KN
M_{0x}=58871,575
T_{0x}=2337,55

M_X = 58871,575 + (2337,55 x 0,9) = 60975,37 KN.m

$$s_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x\,V}{I_{yy}} = \frac{107506{,}10}{399{,}15} \pm \frac{60975{,}37 \times 14{,}95}{26619{,}52}$$

$$s_1 = 303{,}58 KN/m^2$$

$$s_2 = 235{,}09 KN/m^2$$

$$s_m = \frac{3 \times 303{,}58 + 235{,}09}{4} = 286{,}46 KN/m^2$$

$$s_m \leq 1{,}33 s_{sol} = 332{,}5 KN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

- **A l'ELS :**

N_s=78594,54

$$s_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x\,V}{I_{yy}} = \frac{78594{,}54}{399{,}15} \pm \frac{60975{,}37 \times 14{,}95}{26619{,}52}$$

$$s_1 = 231{,}15 KN/m^2$$

$$s_2 = 162{,}66 KN/m^2$$

$$s_m = \frac{3 \times 231{,}15 + 162{,}66}{4} = 214{,}03 KN/m^2$$

$$s_m \leq s_{sol} = 250 KN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- **Sens transversal :**
- **A l'ELU :**

Nu=107506,10KN
M_{0y}=61932,804
T_{0y}=2442,81

$M_y = 61932,804 + (2442,81 \times 0,9) = 64131,33$ KN.m

$$s_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y V}{I_{xx}} = \frac{107506,10}{399,15} \pm \frac{64131,33 \times 5,975}{4252}$$

$$s_1 = 359,46 KN/m^2$$

$$s_2 = 179,22 KN/m^2$$

$$s_m = \frac{3 \times 359,46 + 179,22}{4} = 314,4 KN/m^2$$

$$s_m \leq 1,33 s_{sol} = 332,5 KN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

- **A l'ELS :**

N_s=78594,54

$$s_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_y V}{I_{xx}} = \frac{78594,54}{399,15} \pm \frac{64131,33 \times 5,975}{4252}$$

$$s_1 = 287,02 KN/m^2$$

$$s_2 = 106,79 KN/m^2$$

$$s_m = \frac{3 \times 278,02 + 106,79}{4} = 235,21 KN/m^2$$

$$s_m \leq s_{sol} = 250 KN/m^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

VIII-5-4-4) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91 modifiée 99)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07\, \mu_c\ h\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

m_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier
N_u : Charge de calcul à l'E.L.U
h: Épaisseur totale du radier

a) Vérification pour les poteaux

$$m_c = (a + b + 2h).2 = (0,45 + 0,40 + 2 \times 0,9)2 = 5,3m$$

$$\overline{N_u} = \frac{0,07\, m_c\ h\ f_{c28}}{g_b} = \frac{0,07 \times 5,3 \times 0,9 \times 25000}{1,5} = 5565\, KN$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$N_u = 2048{,}94\ KN < \overline{N}_u = 5565\ KN$

$\Rightarrow$ Vérifiée.

b) Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 01 ml du voile

$N_u = 1708.73\ KN$, e = 20 cm, b = 1 m

$$m_c = (a+b+2h).2 = (0{,}2+1+2\times0{,}9)2 = 6\,m$$

$$\overline{N}_u = \frac{0{,}07\ m_c\ \ h\ \ f_{c28}}{g_b} = \frac{0{,}07\times6\times0{,}9\times25000}{1{,}5} = 6300\,KN$$

$N_u = 2815,05\ KN < \overline{N}_u = 6300\ KN$

$\Rightarrow$ Vérifiée.

VIII-5-5) Ferraillage du radier :

Un radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Les charges prises en compte dans le calcul sont :

E.L.U : $$q_u = s_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 314{,}4 - \frac{7501\times1.35}{399{,}15} = 289{,}03KN/ml$$

E.L.S : $$q_S = s_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 235{,}21 - \frac{7501}{399{,}15} = 216{,}42KN/ml$$

VIII-5-5-1) Étude de la dalle :

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$r = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}8}{4{,}2} = 0{,}9$$

$0 \le r \le 1 \Rightarrow$ *La dalle travaille dans les deux sens*

v Calcul à l'ELU :

§ Evaluation des moments M_x ,M_y :

$u = 0; r = 0{,}9 \Rightarrow m_x = 0{,}0456\ ; m_y = 0{,}7834$

§ Moment isostatique :

$$M_{0x} = m_x . q_u\ \ L_x^2 = 0{,}0456\times289{,}03\times3{,}8^2 = 190{,}31KNm$$

$$M_{0y} = m_y . M_{0x} = 0{,}7834\times190{,}31 = 149{,}09KNm$$

Remarque

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

0,85 : pour les moments en travée

0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

0,3 : pour les moments sur appuis de rive.

Dans notre cas on prendra :

- **moments sur appuis intermédiaires:**

$M_{ax} = 0,5 \times 190,31 = 95,15 KNm$

$M_{ay} = 0,5 \times 149,09 = 74,54 KNm$

- **Moments en travée :**

$M_{tx} = 0,85 \times 190,31 = 161,76 NNm$

$M_{ty} = 0,85 \times 149,09 = 126,73 KNm$

Ferraillage suivant le sens x-x :

Ø Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{95,15 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta_u = 0,952$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{95,15 \times 10^4}{0,952 \times 270 \times 348} = 10,63 cm^2$$

$$A_{ax} = 10,63 cm^2$$

$$Soit : 6HA16/ml = 12,06 cm^2/ml \quad avec\ un\ espacement\ de 17 cm.$$

Ø En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{161,76 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,156 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,156 \rightarrow \beta_u = 0,915$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{161,76 \times 10^4}{0,915 \times 270 \times 348} = 18,79 cm^2/ml$$

$$A_{tx} = 18,79 cm^2/ml$$

$$Soit : 6HA\,20/ml = 18,84 cm^2/ml \quad avec\ un\ espacement\ de 17 cm$$

2-Ferraillage dans le sens y-y :

ØAux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{109,88 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,106 \rightarrow \beta_u = 0,944$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{109,88 \times 10^4}{0,944 \times 270 \times 348} = 12,39\,cm^2/ml$$

$$A_{ua} = 12,39\,cm^2/ml$$

$$Soit : 7HA16/ml = 14,07\,cm^2/ml \quad avec\,un\,espacement\,de\,15\,cm.$$

Ø En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{126,73 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,122 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta_u = 0,943$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{126,73 \times 10^4}{0,943 \times 270 \times 348} = 14,30\,cm^2/ml$$

$$A_{ut} = 14,30\,cm^2/ml$$

$$Soit : 8HA16/ml = 16,08/cm^2/ml \quad avec\,un\,espacement\,de\,12\,cm.$$

3- Vérification à l'E.L.U :

a)Vérification de la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$

$\delta_o = 0,8$ ‰ pour les HA

$$A_{min} = \delta_o . b . h\left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,9}{2}\right) = 2,52\,cm^2.$$

Ø Aux appuis :

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 10,63\,cm^2 < A_{min} = 2,52 \\ A_{ay} = 14,07\,cm^2 < A_{min} = 2,52 \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Ø En travée :

$$\left.\begin{array}{l} A_{ax} = 18,84\,cm^2 < A_{min} \\ A_{ay} = 16,08\,cm^2 < A_{min} \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

b) Espacement des armatures :

$St^{max} = 17cm \leq \min\{2h; 25cm\} = 25cm$……condition vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$t_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min\left\{0,15\frac{f_{c28}}{g_b}; 4[MPa]\right\} = 2,5MPa.$$ Avec $V_u = q.l/2$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

$$t_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{289,03\times 4,20\times 10^3}{2\times 1000\times 270} = 2,25MPa < 2,5MPa.....CV$$

4- Calcul et vérification à l'E.L.S :

1. Evaluation des moments M_X et M_Y :

$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$ et $M_y = \mu_y \cdot M_x$

On a : $m_x = 0,0456$

$m_y = 0,7834$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0,0456\times 216,42\times 3,8^2 = 142,5\,KN.m \\ M_y = 0,7834\times 142,5 = 111,63\,KNm \end{cases}$

Remarque : Le moment étant plus important dans le sens (X-X), la vérification des contraintes sera fait dans le sens le plus défavorable(X-X).

Moments aux appuis	**Moments en travée**
$M_{sa} = 0,5\times M_{s\max}$	$M_{st} = (0,85)\cdot M_{s\max}$
$M_{sa} = 0,5\times 142,5$	$M_{st} = (0,85)\times 142,5$
$M_{sa} = 71,25KN.m$	$M_{st} = 121,13KN.m$

2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

$$a = \frac{y}{d} < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad avec : g = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

α : Position de l'axe neutre :

Ø Aux appuis :

$$g = \frac{95,15}{71,25} = 1,33 \quad \text{et} \quad \mu = 0,092 \rightarrow \alpha = 0,1209$$

$$a = 0,1209 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition vérifiée.}$$

Ø En travée :

$$g = \frac{161,76}{121,13} = 1,33 \quad \text{et} \quad \mu = 0,156 \rightarrow \alpha = 0,2131$$

$$a = 0,2131 < \frac{1,33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,415 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition vérifiée.}$$

VIII-5-5-2) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 50cm, soumise à une charge uniformément repartie.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

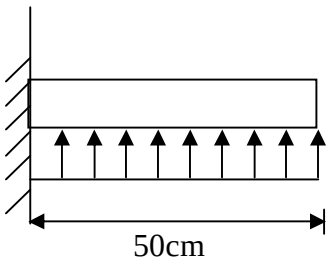


Fig. X-3 : Schéma statique du débord

VIII-5-5-2-1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_u = 210,397KN/ml.$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-289,03 \times 0,50^2}{2} = -36,13KN.m$$

A l'ELS : $q_s = 216,42\ KN/ml$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-216,42 \times 0,50^2}{2} = -27,05KN.m$$

VIII-5-5-2-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

b = 1 m ; d = 27 cm ; $f_{bc} = 14,2$ MPa ; $\sigma_S = 348$ MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36,13 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_r = 0,392$$

$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta_u = 0,983$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36,13 \times 10^4}{0,983 \times 270 \times 348} = 3,91cm^2/ml$$

Soit : $A_U = 4HA12/ml = 4,52cm^2/ml$

Avec $S_t = 25cm$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2/ml$$

Soit $A_r = 4$ HA10 /ml $= 3,14cm^2/ml$

Avec $S_t = 25cm$.

VIII-5-5-2-3) Vérification à l'ELU :

Ø Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3.26cm^2$$

$A_u = 4,52cm^2 > A_{min} = 3,26cm^2$ ……condition vérifiée.

Donc on adopte $4HA12/ml = 4,52cm^2/ml$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VIII-5-5-2-4) Vérification à l'ELS :

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36,13}{27,05} = 1,34$$

$m_s = 0,034 \rightarrow a = 0,0432$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$ ……..condition vérifiée.

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

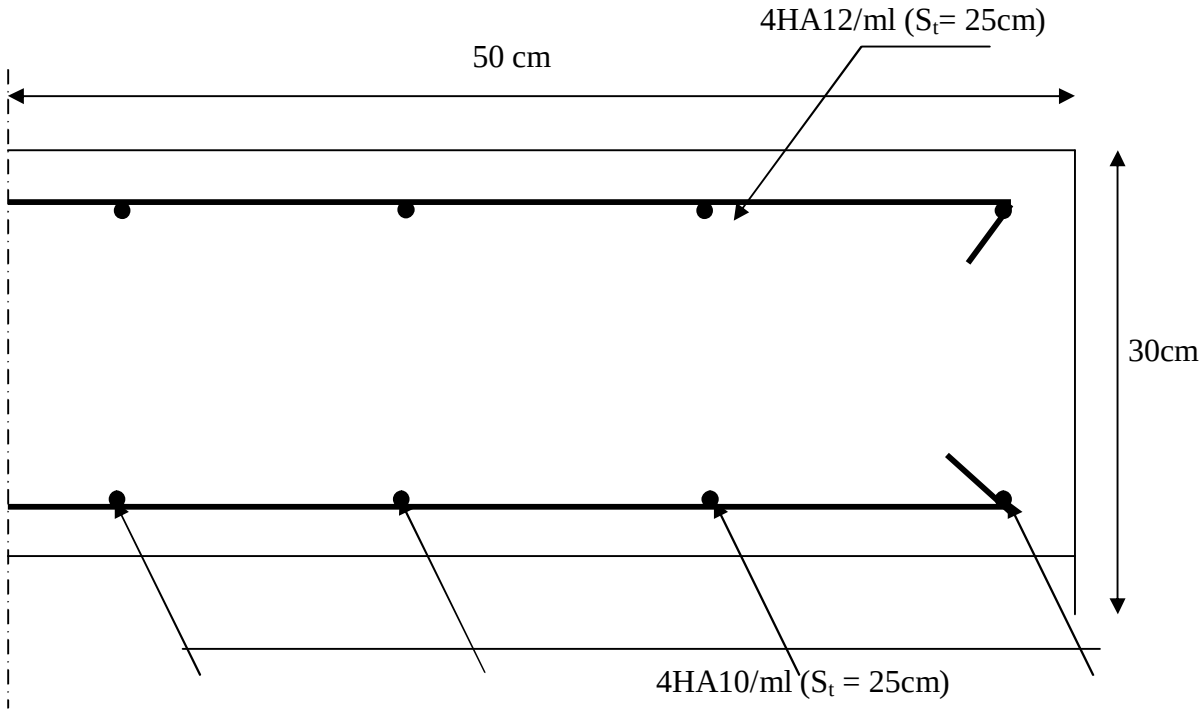


Fig.VIII-1 : Plan de ferraillage de débord

VIII-5-5-3) Ferraillage des nervures :

1) Détermination des efforts :

Ø Sens longitudinal :

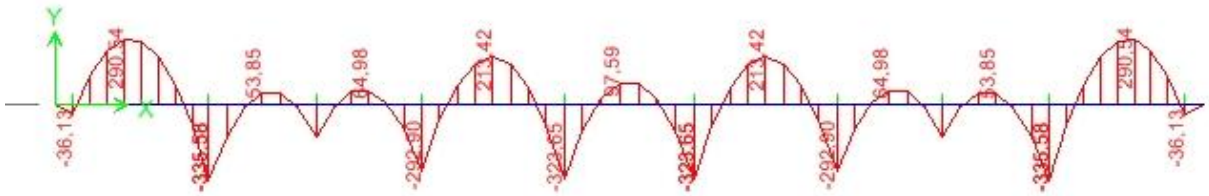


Diagramme des moments à l'ELU

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

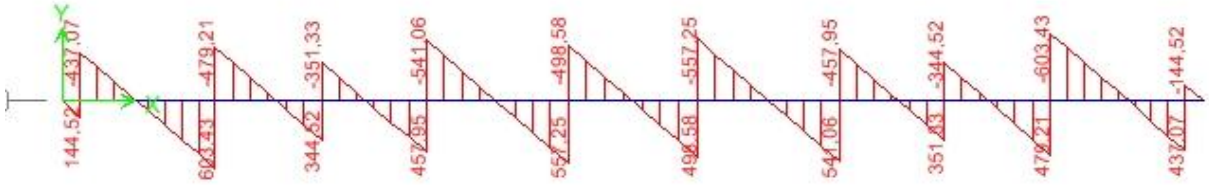


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

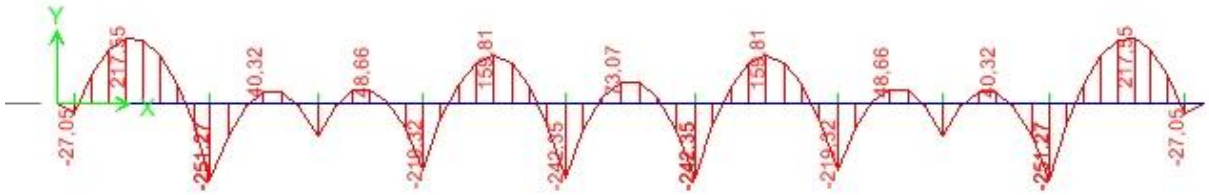


Diagramme des moments à l'ELS

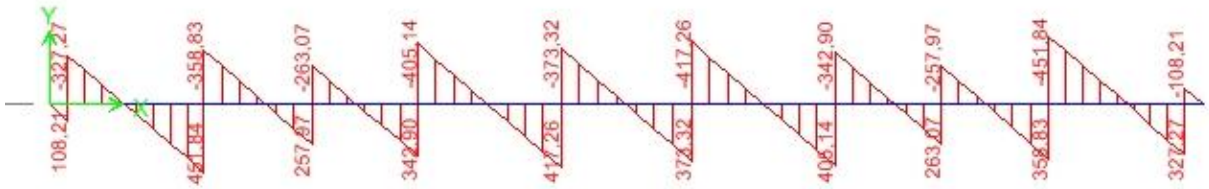


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Ø Sens transversal :

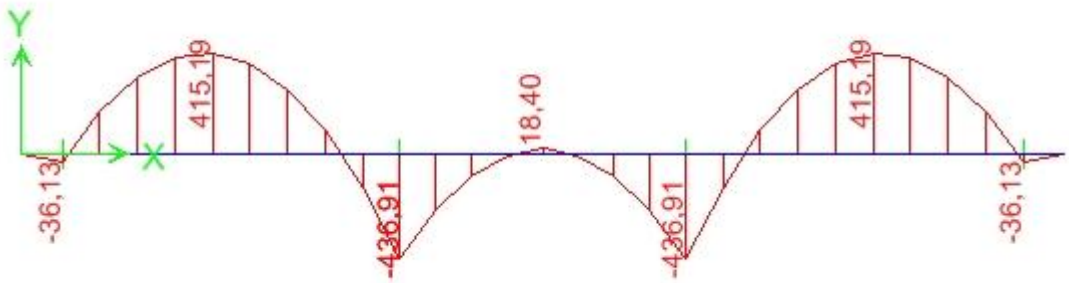


Diagramme des moments à l'ELU

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

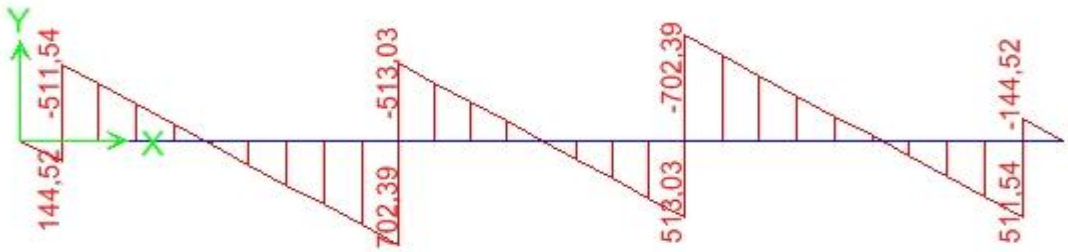


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

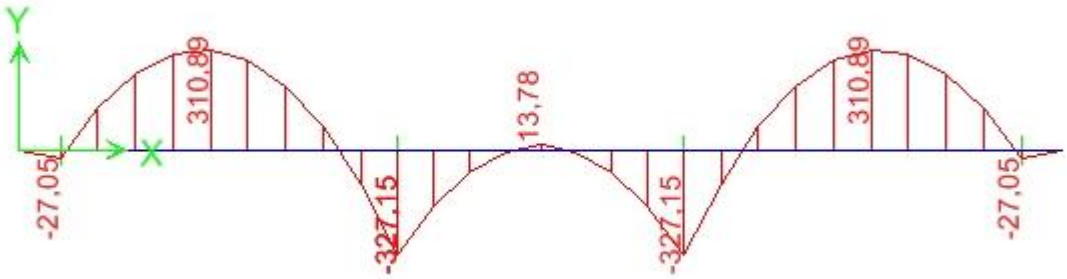


Diagramme des moments à l'ELS

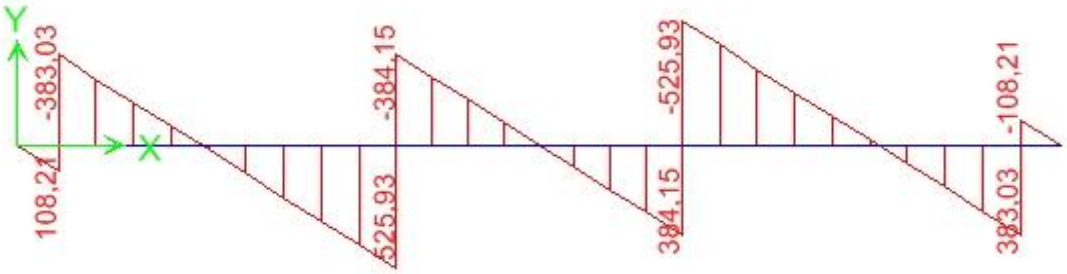


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

2) Calcul des armatures :

-Pour le ferraillage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$ELU\begin{cases}(X-X) & :M_t = 290{,}54KN.m \ , M_a = 335{,}58KN.m \\ (Y-Y) & :M_t = 415{,}19KN.m \ , M_a = 436{,}91KN.m\end{cases}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

		M_u (KN.m)	m_b	Obs	$A_{min}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	CHOIX	$A_{adoppt\acute{e}e}(cm^2)$
SENS X-X	APPUI	335,58	0,078	SSA	4,20	11,55	8HA14	12,31
	TRAVEE	290,54	0,067	SSA	4,20	9,49	4HA14+4HA12	10,67
SENS Y-Y	APPUI	436,91	0,10	SSA	4,20	15,23	8HA16	16,08
	TRAVEE	415,19	0,096	SSA	4,20	14,44	8HA16	16,08

3) Vérification à l'ELU :

a. Armatures longitudinales :

$$A_{min} = \frac{0.23 b\, d\, f_{t28}}{f_e} = 4{,}20 \ \ cm^2 \Rightarrow Condition\, v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

b. Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33$ mm

Soit ϕ = 8 mm.

- **Espacement des armatures :**

-<u>En zone nodale</u> :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12 f_1\right\} = \min\{22{,}5\ ;19{,}2\}$$

Soit St =15cm.

-<u>En zone courante :</u>

$S_t \leq h/2 = 45$cm.

Soit St = 20cm.

- **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0.003 S_t\, b = 0{,}96\ cm^2$.

Soit A_t = 4HA 8 = 2,01 cm^2.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$t_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min\left\{\frac{0.15\, f_{c28}}{g_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\, MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ = 702,39 KN

$$\tau_u = \frac{702{,}39 \times 10^3}{400 \times 870} = 2{,}02 \ \ MPa \Rightarrow Condition\, v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

4) Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{436,91}{327,15} = 1,33$$

$$a = 0,1320 < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.415 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

- **En travées :**

$$g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{415,19}{310,89} = 1,33$$

$$a = 0.1264 < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.415 \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

La condition « $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > a$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier contraintes du béton à l'ELS.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

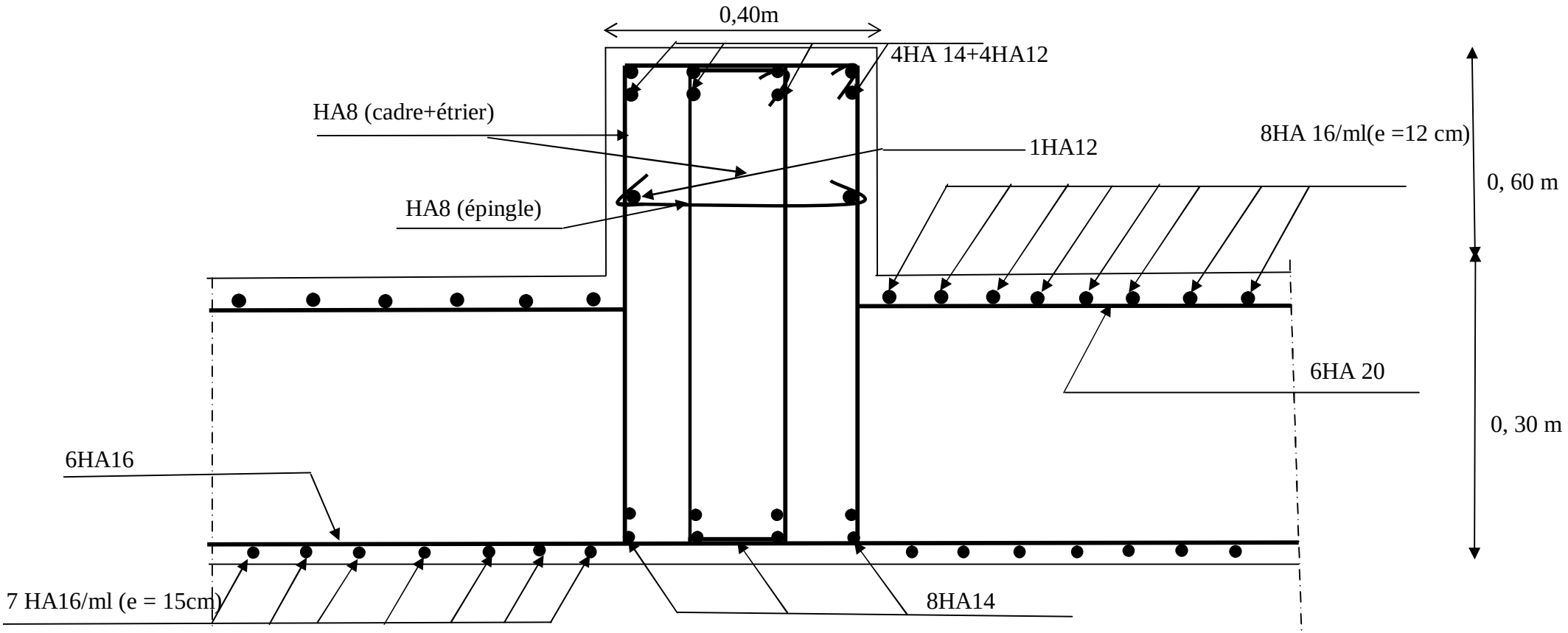


Fig.VIII-2 : Ferraillage du radier sens (x-x)

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

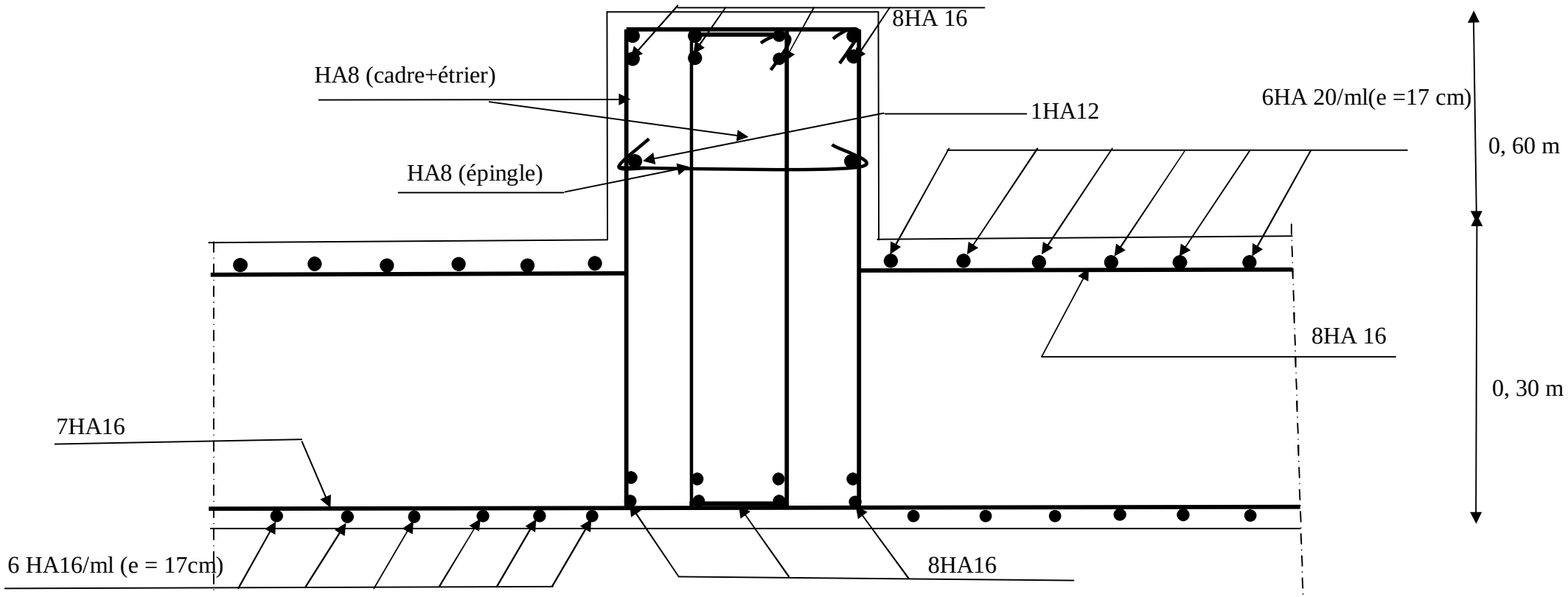
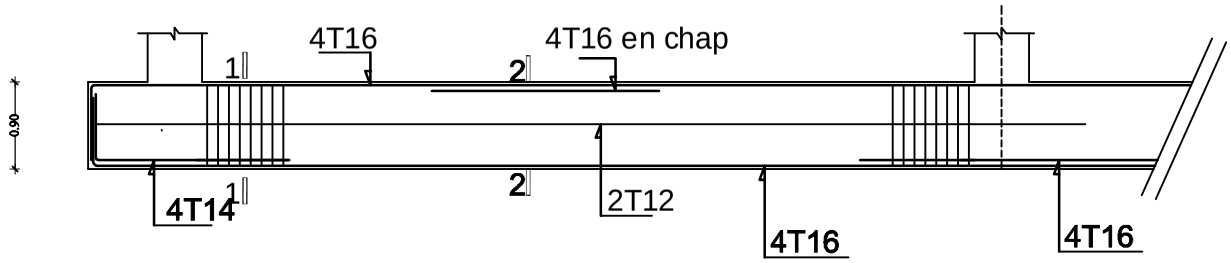


Fig.VIII-3 : Ferraillage du radier sens (Y-Y)

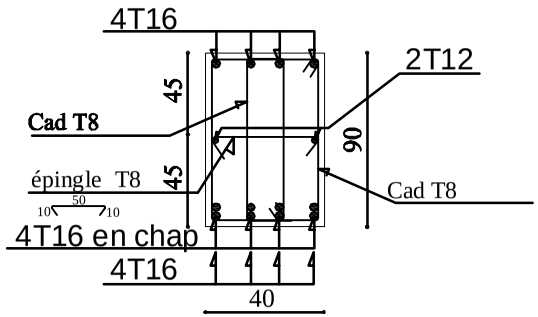
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

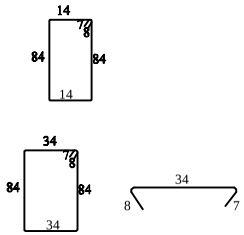
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

NERVURE Transversal

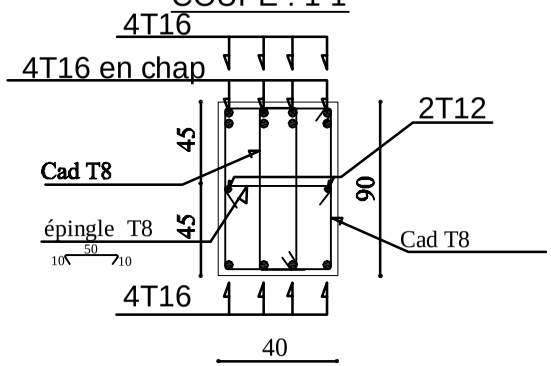


COUPE : 1-1





COUPE : 1-1



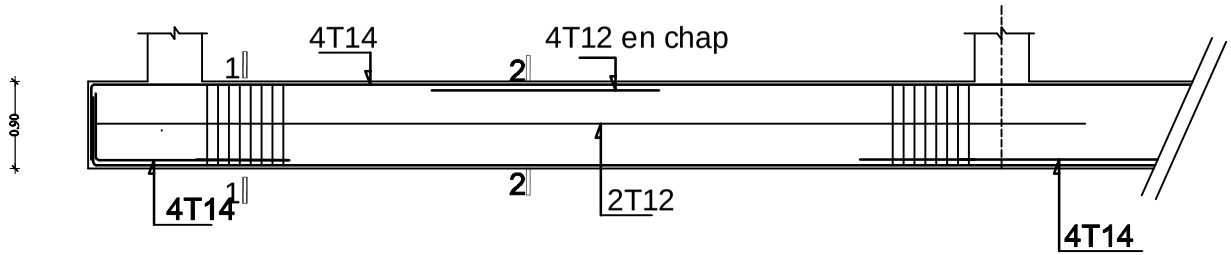
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

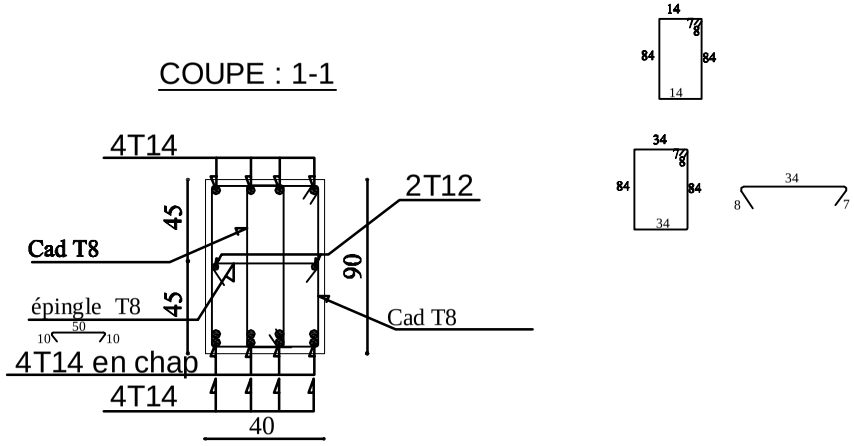
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

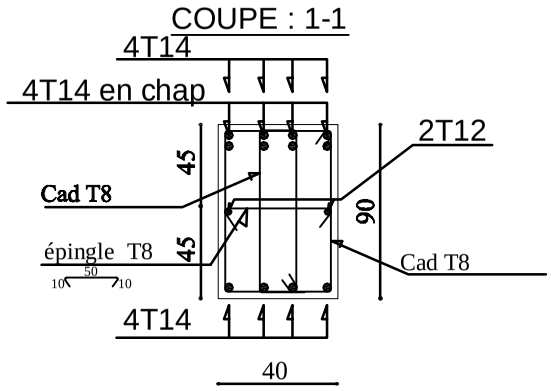
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

NERVURE LONGITUDINAL



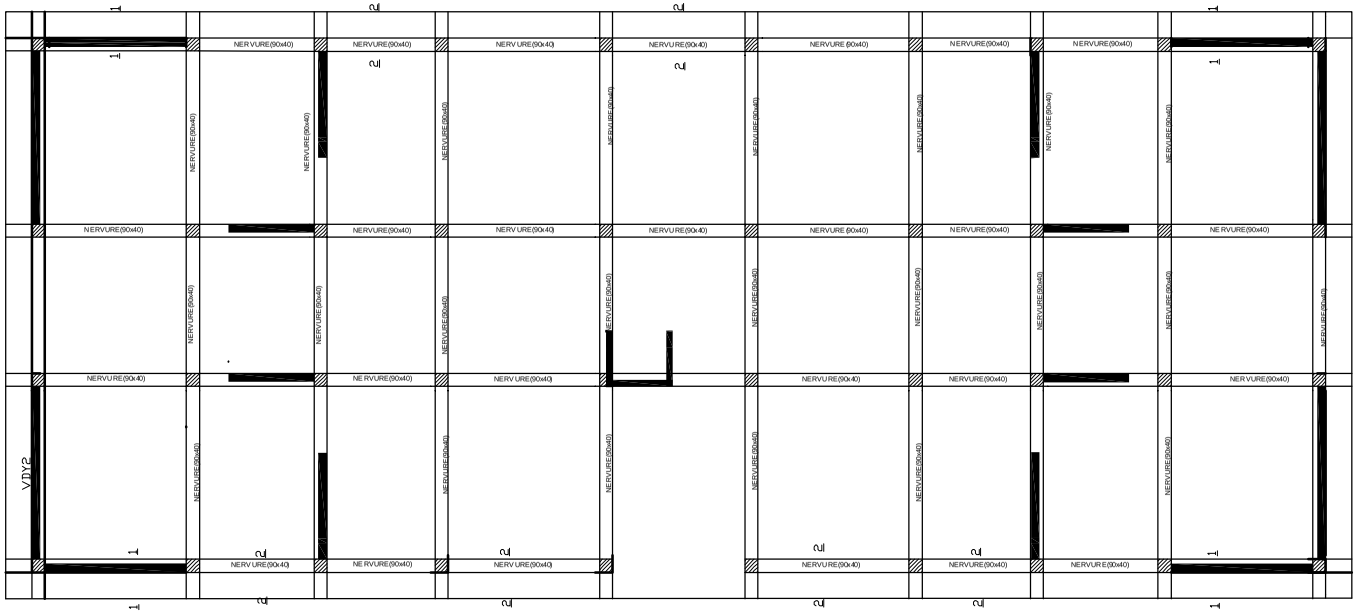




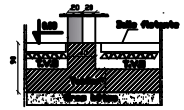
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

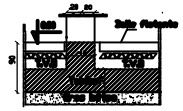
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



Coupe1-1



Coupe 2-2



Université Mouloud MAMMERI Tizi Ouzou **Faculté de Genie de la construction** **Departement de Genie civil**	
Projet: Etude d'un batiment (R+11) à usage d'habitation	**Plan:** COFFRAGE DES FONDATIONS.
Dirigé par : Mr.CHARCHAR	**Etudié par :** M elle. BACHIRI NABILA M elle. HAFIS RANDA M elle:HALLI MALIKA

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Conclusion

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet :étude d'un bâtiment (R+11) à usage d'habitation ,nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à 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 d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

- BAEL 91 modifié 99et DTU associés.
  Jean, Pierre Mougin

- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
  Jean Perchat, Jean Roux

- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).

- Formulaire du béton armé
  Victor DAVIDOVICHI

- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

- Cour et TD des années de spécialité.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com