

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'habitation et Commercial contreventé par
Voiles (Modélisé avec ETABS)*

Etudié par:

BAZI Mélissa

SALEM Tassadit

Dirigé par :

Mr. N. Khelil

Année 2019/2020

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Khelil Nassim** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.



DÉDICACES

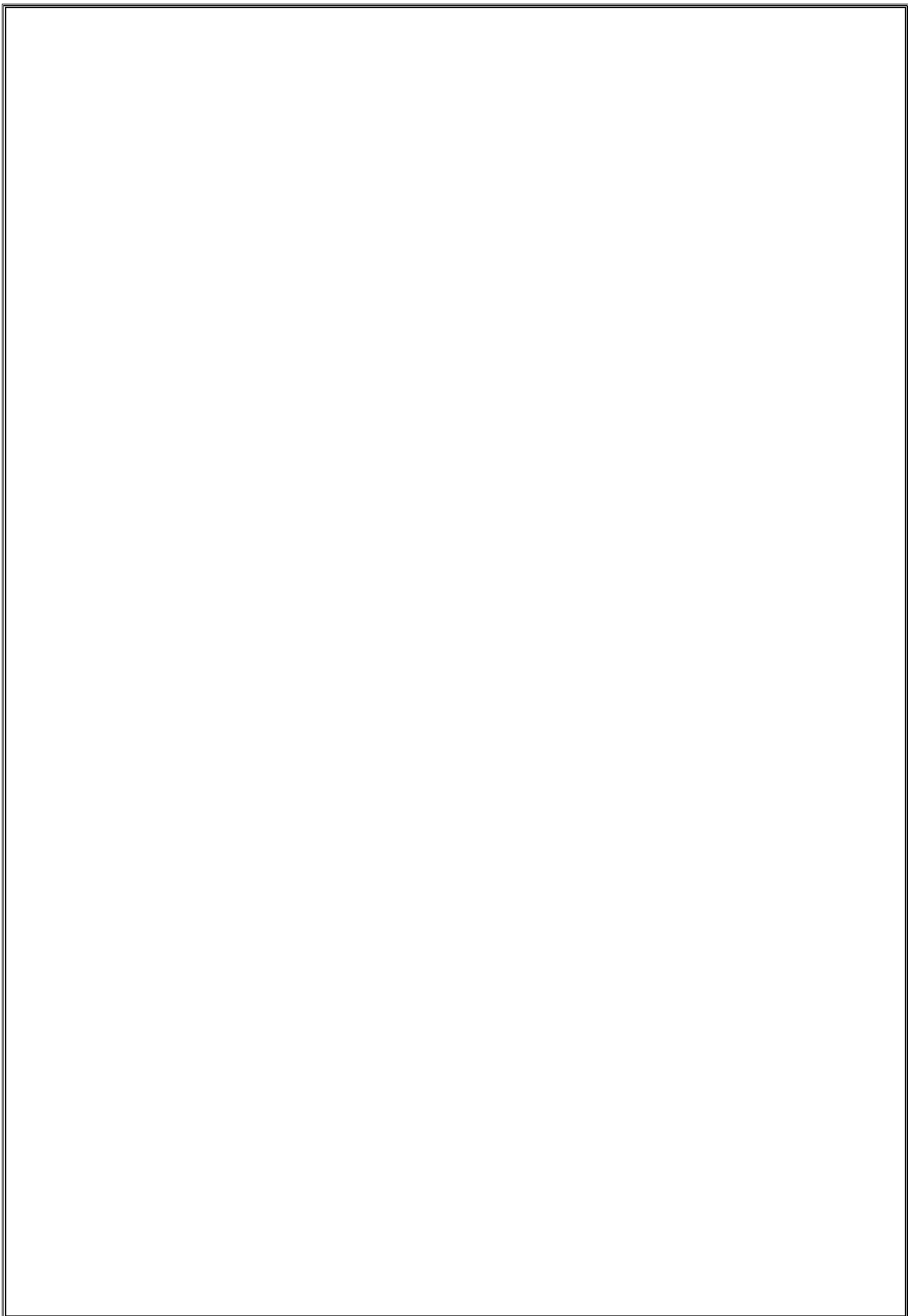


C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mes très chers parents qui seront fières de moi s'ils étaient présents
 - A ma très chère sœur Djamila et son mari Hamid
 - A mes très chers frères Hakim, Kader, Farhat et Belkacem
 - A mes tantes
 - A mes oncles et leurs femmes
- A mes très chers amis que j'aime **Messad, Hakim (H.B) et Lycia**
 - A mes cousins et cousines
 - A mes très chers neveux (Ali, Fazia, Ourdia et Eline)
 - A ma binome Mélissa



Tassadit



Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage ...1-13

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments14-35

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.1.Acrotère36-45

III.2.Plancher46-65

III.3.Escalier66-86

III.4.Poutre palier87-97

III.5.Etude de la dalle salle machine 98-110

III.6.Balcon111-120

III.7.Porte a faux121-129

III.8.Poutre de chinage130-139

Chapitre IV : Modélisation et vérification.....140-165

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Ferrailage de poteaux.....166-183

V.2.Ferrailage des poutres.....184-196

V.3.Ferrailage des voiles197-214

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure215-249

Chapitre VI : Etude du mur plaque..... 250-258

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage ...1-13

figure I.2. : Plancher à corps creux	2
figure I.3. : Dalle pleine en béton armé	3
figure I.4. : Murs intérieurs et murs extérieurs	3
figure I.5. : Principaux termes relatifs à un escalier	4
figure I.6. : Diagramme des contraintes-déformations (E.L.U).....	8
figure I.7. : Diagramme des contraintes-déformations (E.L.S).....	9
figure I.8. : Diagramme de déformation de l'acier (CBA 93 - A.2.2.2).....	13

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments14-35

figure .II.1 : Plancher en corps creux.....	16
figure .II.2 : coupe de voile en élévation	19
figure .II.3 : coupe du plancher terrasse inaccessible	21
figure .II.4 : Coupe du plancher d'étage courant.	22
figure .II.5 : Coupe de la dalle pleine.....	24
figure .II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	24
figure .II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.	25
figure .II.8 : Coupe transversale de l'acrotère / Schéma statique.....	27
figure .II.1 : Loi de dégression des surcharges.....	31

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.1.Acrotère36-45

figure III.1.1.: Coupe verticale de l'acrotère.....	36
figure III.1.2.: Diagramme des efforts internes (M, N, T).....	37

III.2.Plancher46-65

figure .III.2.1:trillis soudés de (15x15).	47
figure .III.2.2: Dimension de la section Tè.....	48
figure .III.3.2: plans de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis et en travée	63

III.3.Escalier66-86

figure.III.3.2.: Coupe verticale de la volée d'étage courant.	68
figure.III.3.3.: Diagramme de chargement de la paillasse.....	71
figure.III.3.4.: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.....	81

III.5. Etude de la dalle salle machine	98-110
figure.III.5.1. Le moments des charge locales	98
figure.III.5.2: plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine	110
III.6. Balcon	111-120
figure.III.6.1. Schéma statique du balcon	111
figure.III.6.2: plans de ferrailage du balcon	120
III.7. Porte à faux	121-129
figure.III.7.1. schéma statique du porte a faux	121
figure.III.7.2: schéma statique de calcul	123
III.8. Poutre de chinage	130-139
figure.III.8.1. dimensions de la poutre chainage	130
figure.III.8.2: diagramme de l'effort intrne a L'ELU	123
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	
V.1. Ferrailage des poteaux.....	166-183
figure.V.1.1: section d'un poteau SPC.	169
figure.V.1.2 Les moments s'exerçant sur les poteaux.....	169
V.2. Ferrailage des poutres.....	184-196
figure. V.2 .1: Disposition des armatures tendus S.S.A	186
figure. V.2 .2: Disposition des armatures SDA	186
V.3. Ferrailage des voiles	197-214
figure v.3.1.: Disposition des voiles.....	198
figure v.3 .2.: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).	199
figure v.3 .3.: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).....	200
figure v.3 .4.: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).....	201
figure v.3.5.: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	204

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure215-249

figure VI.1.schema d'une semelle isolée 217
figure VI.2.:diagramme des contrainte du sols 227
figure VI .3.:schema statique du débord 236
figure VI .4.:présentation des charges simplifiées. 238

Chapitre VI : Etude du mur plaque..... 250-258

figure VI.1.Characteristique du sol 243
figure VI.1.diagramme des contrainte 253

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage ...1-13

Tableau I.1.: Les caractéristiques des aciers employés.....	11
---	----

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments14-35

Tableau.II.1: Dimensionnement des dalles pleines.	17
Tableau.II.2: Dimensions des poutres en fonction de leurs portées	18
Tableau.II.3: valeurs des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau.II.4: valeurs des charges permanentes du plancher d'étage courant.....	23
Tableau.II.5: valeurs des charges permanentes de la dalle pleine.	23
Tableau.II.6 : le poids des différents éléments constituant le mur extérieur.	24
Tableau.II.7 le poids des différents éléments constituant le mur intérieur.....	25
Tableau.II.8: valeurs des charges permanentes des voiles.	26
Tableau.II.9: valeurs des charges d'exploitation.....	28
Tableau.II.10: Récapitulatif de la descente de charge.	33
Tableau.II.11: Vérification des conditions du RPA(Art7.4.1).	34
Tableau.II.12: Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	35

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.3.Escalier66-86

Tableau.III.3.1.: Charge totale du palier.....	69
Tableau.III.3.2.: Charge totale de la volée.	70

III.4.Poutre palier87.97

Tableau .III.4.1.Diagramme du moment et de l'effort tranchant	90
Tableau .III.4.2.Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS.....	95
Tableau .III.4.3.Ferraillage de la poutre palière.....	97

III.5.Etude de la dalle salle machine 98-110

Tableau.III.5.1.Résumé des résultats	103
--	-----

III.6.Balcon111-120

Tableau .III.6.1.charge permanentes du balcon	112
Tableau .III.6.2.charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps	113

Chapitre IV : Modélisation et vérification.....140-165

Tableaux IV.1: Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....	157
Tableaux IV.2: Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques .	157
Tableaux IV.3: Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....	157
Tableaux IV.4: Valeurs du coefficient C_T	158
Tableaux IV.5Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :(Art 4.3.6/RPA version2003).....	160
Tableaux IV.6: Coefficient d'accélération de zone "A" .	161
Tableaux IV.7: Périodes caractéristiques	161
Tableaux IV.8: Tableau récapitulatif des différents paramètres.	162
Tableaux IV.9: vérification de l'effort tranchant à la base.....	162
Tableaux IV.10: vérification de l'effort normal.....	163
Tableaux IV.11: vérification des déplacements inter étages.....	164
Tableaux IV.12: Vérification de l'effet $P\Delta$	165

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Ferrailage de poteaux.....166-183

Tableau.V.1.1: caractéristiques mécaniques des matériaux.....	167
Tableau.V.1.2: Récapitulatif des sections d'aciers recommandées dans le RPA.....	168
Tableau.V.1.3: ferrailage des poteaux à l'ELU.....	173
Tableau.V.1.4: Calcul de λg pour les différents niveaux	175
Tableau.V.1.5: Les sections transversales et leur espacement.....	177
Tableau.V.1.6: Vérification au cisaillement.....	178
Tableau.V.1.7: Délimitation de la zone nodale.....	179
Tableau.V.1.8: Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS.....	180
Tableau.V.1.9: Vérification des contraintes à l'ELS.....	182
Tableau.V.1.10: Ferrailage finale des poteaux.....	183

V.2.Ferrailage des poutres.....184-196

Tableau. V.2 .1: Ferrailage des poutres principales (30x40)	189
Tableau. V.2 .2: Ferrailage des poutres secondaire (30x35).....	189
Tableau. V.2 .3: les quantités et les espacements des armatures transversales.....	190
Tableau. V.2 .4: vérification des armatures longitudinales.....	190
Tableau. V.2 .5: vérification au cisaillement.....	191
Tableau. V.2 .6: influence de l'effort tranchant sur le béton.....	192
Tableau. V.2 .7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers	192
Tableau. V.2 .8: vérification a ELS.....	195
Tableau. V.2 .9: Vérification de la flèche	196

V.3.Ferraillage des voiles197-214

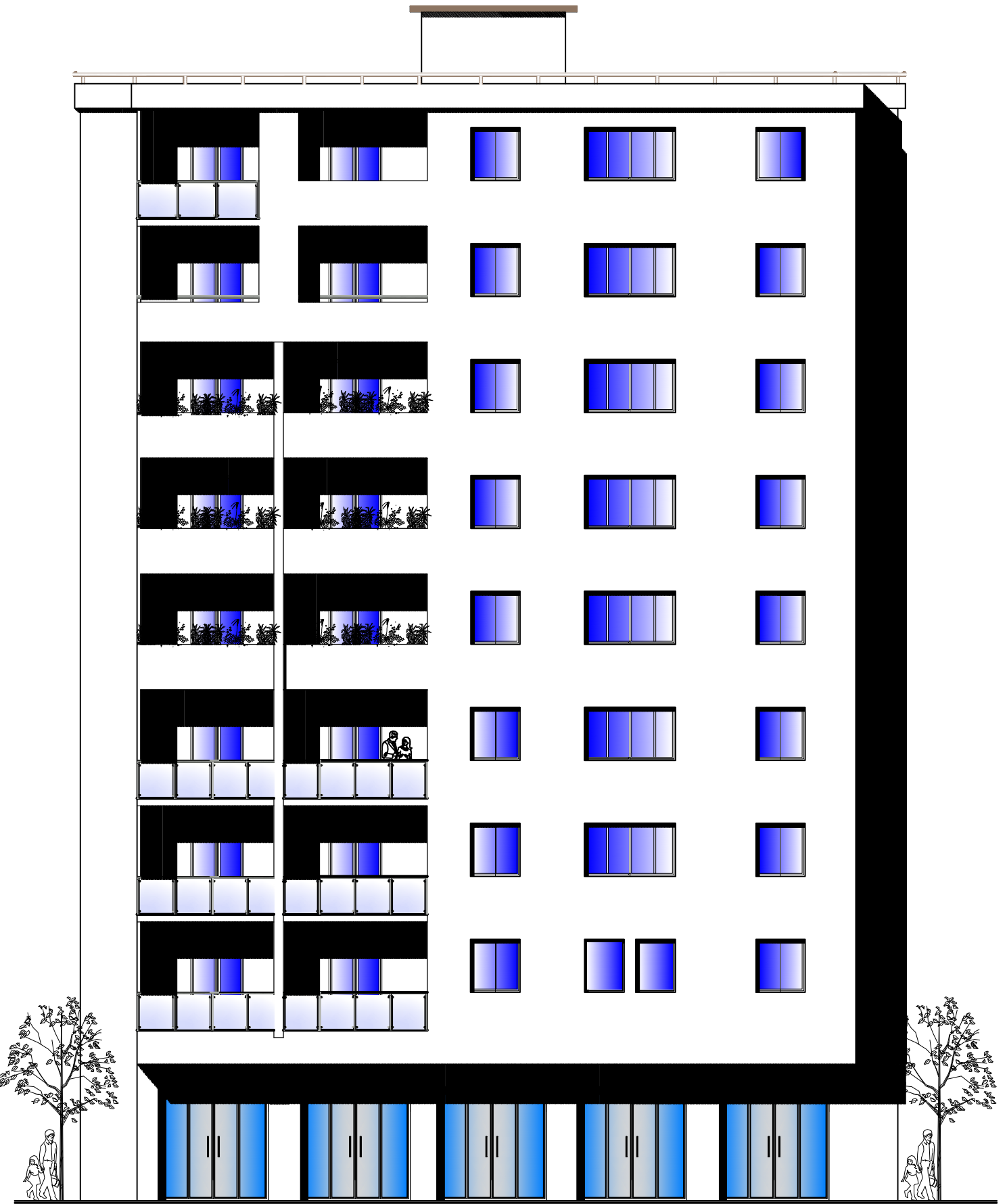
Tableau. V.3 .1: Ferraillage du voiles longitudinale VL1	210
Tableau. V.3 .2: Ferraillage du voiles longitudinale VL2.....	211
Tableau. V.3 .3: Ferraillage du voiles transversalesVT1	212
Tableau. V.3.4: Ferraillage du voiles transversalesVT2	213
Tableau. V.3.5: Ferraillage du voiles transversalesVT3	214

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure215-249

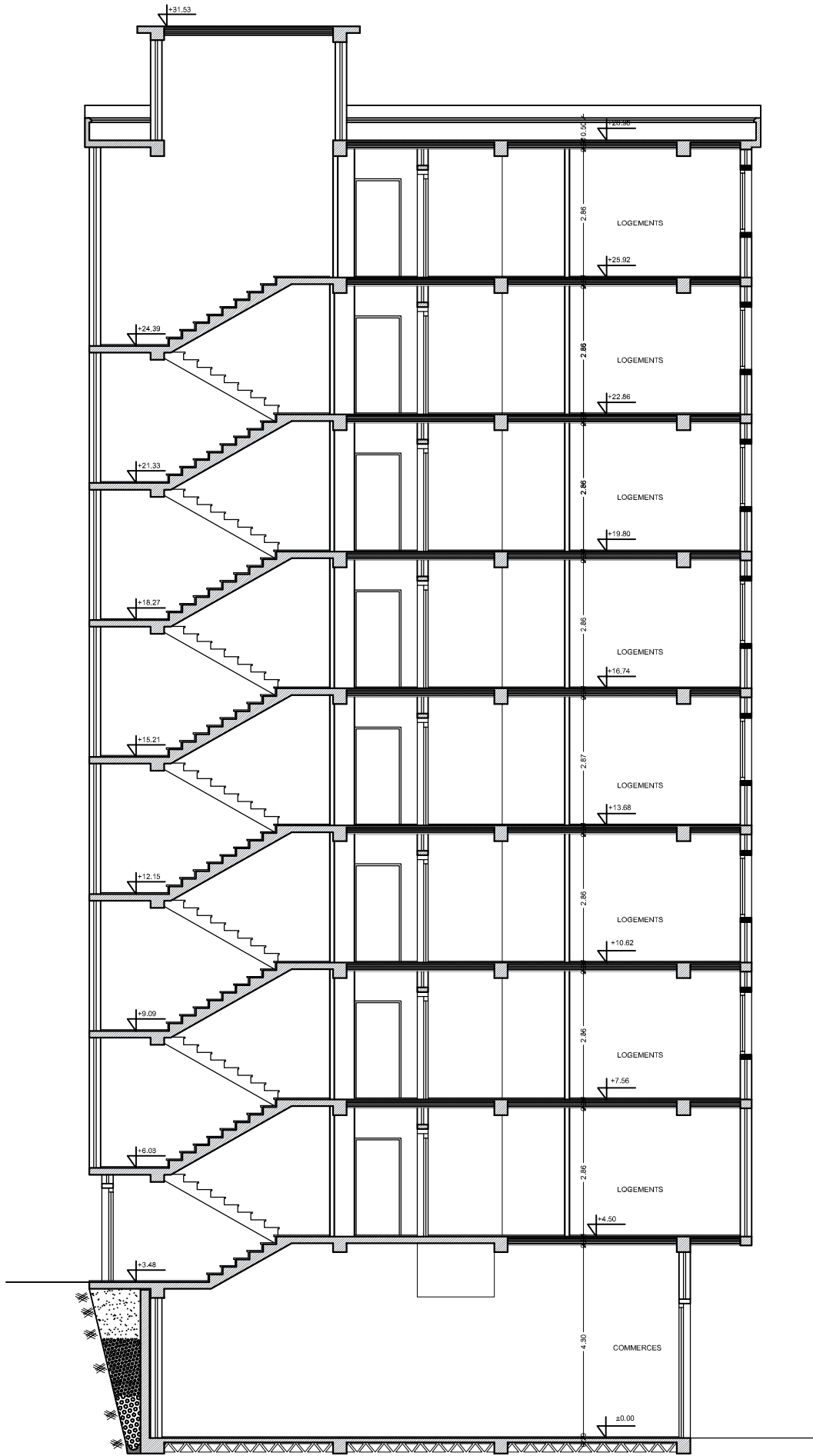
Tableau. VI .1: détermination de la surface totale sous voiles longitudinales	219
Tableau. VI .2: détermination de la surface totale sous voiles transversales	219
Tableau. VI.3: résultante des charges pour une semelle sous poteaux	220
Tableau. VI.4: ferraillage du radier	233
Tableau. VI.5: vérification a L'ELS	235
Tableau. VI.6:ferraillage des nervures a L'ELU	247

Chapitre VI : Etude du mur plaque..... 250-258

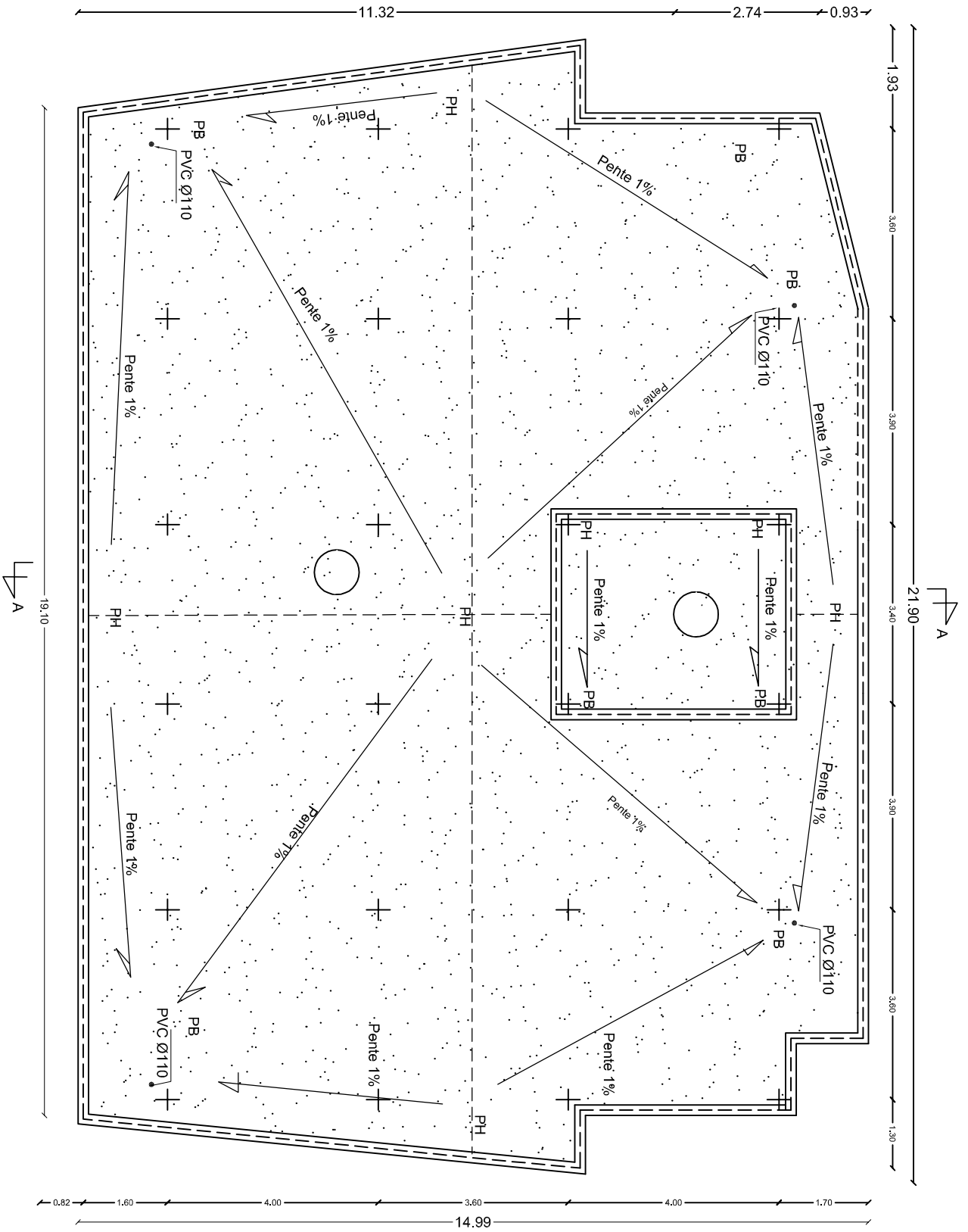
Tableau. VI.5: ferraillage du mur plaque	252
Tableau. VI.6:verification des constraint à L'ELS	258



1/1000



1/1000



Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I. Présentation et description de l'ouvrage

❖ **Introduction**

L'étude en génie civil nous incite à faire un calcul précis, afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation.

Pour cela, on prend comme référence le **règlement parasismique algérien (RPA 99 ADDENDA 2003)** et les bases de **BAEL91 (modifié 99)**, ainsi que le **DTR-BC 22 (charges et surcharges d'exploitation)**.

I.1. Description de l'ouvrage

Le bâtiment, faisant l'objet de cette étude d'un RDC et de huit (8) étages.

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8) constitué :

- le RDC à usage commerciale
- 08 étages courant à usage d'habitation
- un ascenseur
- une cage d'escalier
- une terrasse inaccessible

Cette ouvrage sera implanté à **Harouza Tizi-Ouzou en contre-bas du mont de Beloua** (massif cristallophyllien) dans un contexte stable.

- une couche de terre végétale.
- une couche de micaschiste plat et altérée.
- une couche de micaschiste sain constituant le substratum.

I.2. Caractéristiques géométriques :

L'ouvrage a une forme rectangulaire avec les dimensions principales

- Longueur totale : **21.30m**
- Largeur totale : **14.80m**
- Hauteur totale : **31.53m**
- Hauteur RDC : **4.50 m**
- Hauteur de l'étage courant : **3.06m**
- Hauteur de l'acrotère : **0.6m**
- Hauteur de la salle machine : **2.55m**

1.3. Les éléments de l'ouvrage

a) Ossature du bâtiment

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- **Contreventement par portiques** : c'est une ossature constituée uniquement de portiques (poteaux et poutres), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- **Contreventement par voiles** : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

b) Plancher

Les plancher sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement. Supportant leur poids propre et les surcharge d'exploitation, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Il existe deux types de planchers :

- *plancher en corps creux*

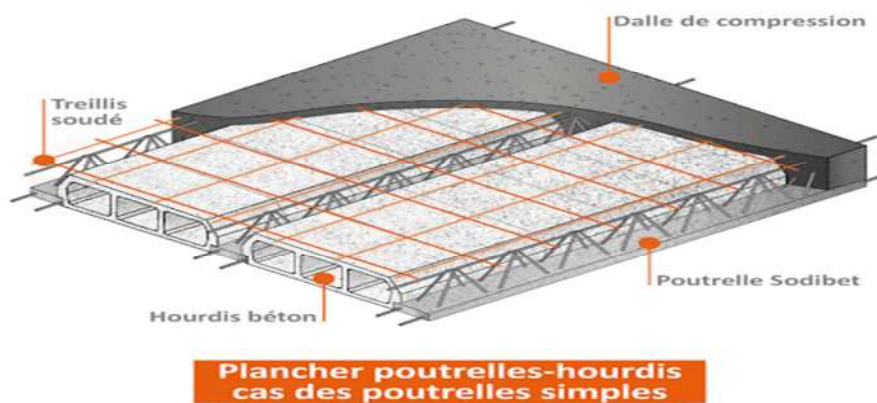


figure 1.2. : Plancher à corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

➤ **Dalle pleine en béton armé**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons, salle machine et les porte à faux.

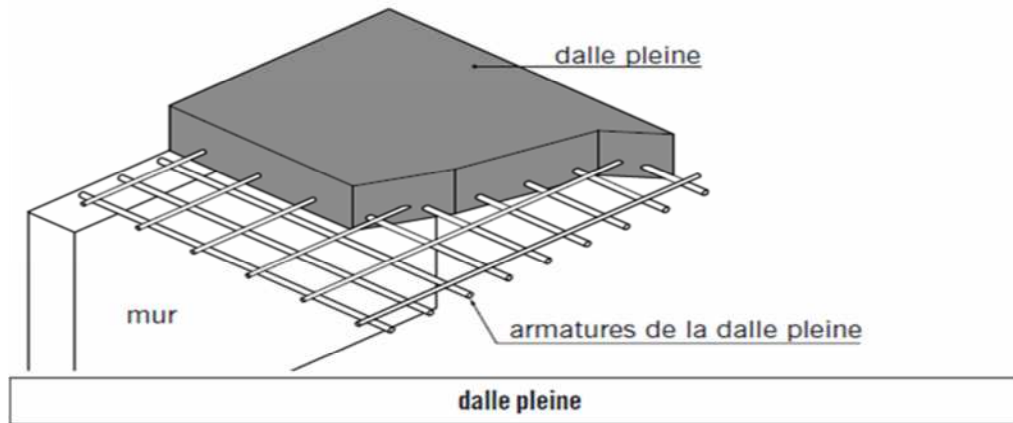


figure I.3. : Dalle pleine en béton armé

c) **Maçonnerie**

- **Les murs extérieurs** seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm ($10+5+10=25$ cm)
- **Les murs de séparations intérieurs** seront en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

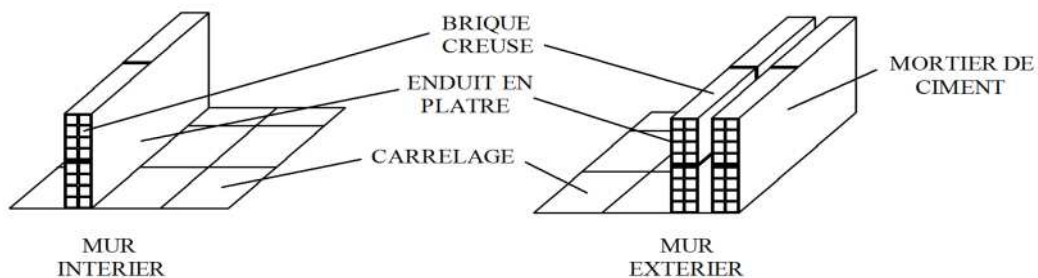


figure I.4. : Murs intérieurs et murs extérieurs

d) **L'escalier**

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, composée d'un palier et de 2 paillasse, réalisées en béton armé coulés sur place.

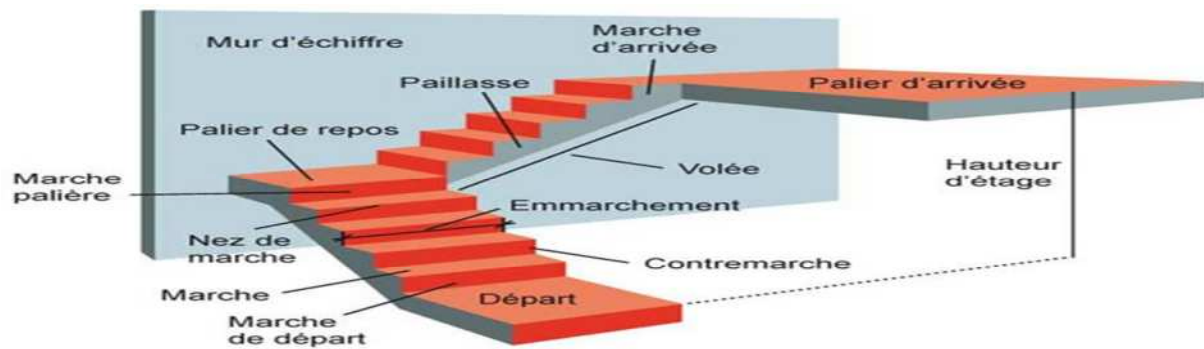


figure I.5. : Principaux termes relatifs à un escalier

e) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles en béton armé.

f) Les fondations

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

- une couche de terre végétale.
- une couche de micaschiste plat et altérée
- une couche de micaschiste sain constituant le substratum

En conclusion on optera, pour un système de fondations sur des semelles superficielles, mais bien encastrées dans le substratum (micaschiste compacte), constitue la solution envisageable avec un taux travail admissible de 0.4MPa.

g) Revêtements

- Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtements en céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

h) Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est 60cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

i) Système de coffrage

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

k) Règlements utilisés

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles **BAEL 91 modifié 99**, aux prescriptions algériennes de construction dans le **RPA 99 version 2003** et le **DTR-BC 22**.

➤ **Principes des justifications : (Art A1.2 BAEL 91/ modifié 99)**

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.5. Les différents états limites

-Etats limites ultimes (ELU)

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de revêtement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement)

-Etats limite de service (ELS)

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures
- Etats limites de service de déformation.

I.5.1.Caractéristique mécanique des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier.

a) Béton

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvants, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Remarque

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.

- **Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

1) Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16×32) cm par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28}=25$ [MPa], car il est facile à obtenir sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance caractéristique à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28$ jours est défini comme suit : **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array}$$

2) Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance du béton à la traction est faible .Elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} ; \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art.2.1, 12 -BAEL.91 modifié.99})$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en [MPa] : à $t=28$ jours, $f_{t28} = 2.1$ [MPa]

3) Contraintes limites du béton

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

➤ *Etat limite ultime (E. L. U)*

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité déforme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

a) Contrainte limite ultime à la compression du béton

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot f_{c28} \quad (\text{BAEL91 modifié 99/A.4.3,41})$$

Avec : f_{bc} : la contrainte limite à la compression du béton

γ_b : Coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

Avec :

- θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.
- $\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.
- $\theta = 0,9$: si la durée est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure
- **Diagramme contraintes-déformations du béton (E.L.U)**

Le diagramme contraintes-déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole-rectangle).

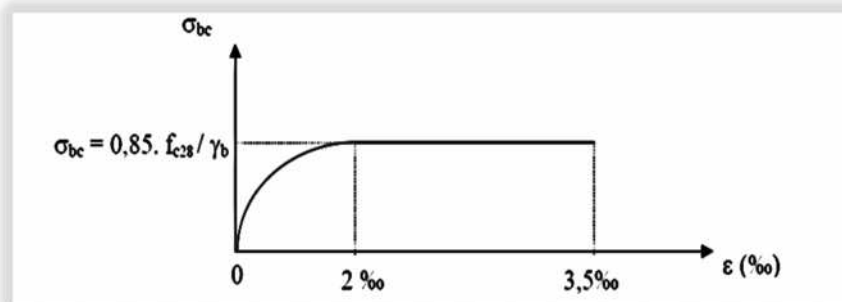


figure I.6. : Diagramme des contraintes-déformations (E.L.U)

Avec :

ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression.

➤ *Etat limite de service (E.L.S)*

C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

Le calcul sera effectuer vis-à-vis des charges de service, pendant l'usage de la structure.

a) Contrainte limite de service à la compression du béton

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \rightarrow (\text{Art. A.4.5-2 B.A.E.L.91 Modifié.99})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

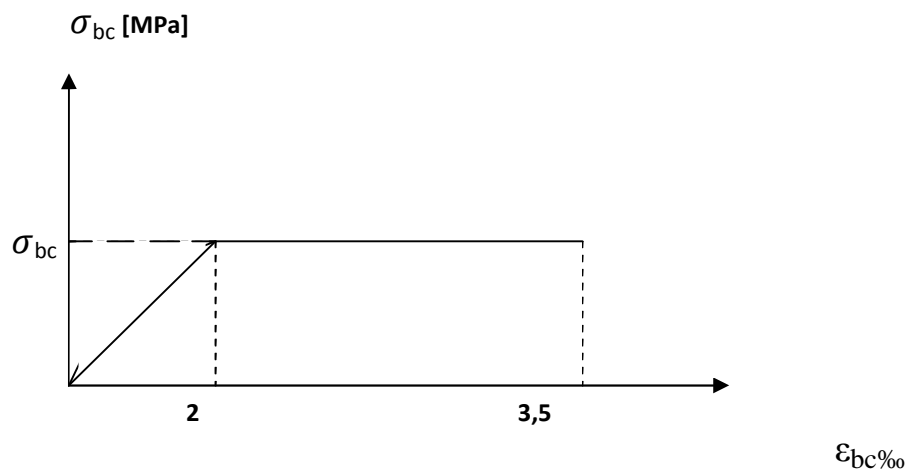


figure I.7. : Diagramme des contraintes-déformations (E.L.S)

7.1. Déformations du béton

➤ *Déformation longitudinale du béton*

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge «j» jours est donné par la formule suivante :

$$E_{tj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1-21 B.A.E.L modifié.99})$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{tj} = 32164,19 \text{ MPA}$$

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suite :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{tj} \quad (\text{Art A.2.1-22 B.A.E.L modifié.99})$$

Pour : $j=28\text{jours} \rightarrow f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{vj}=10818,865\text{ MPA}$

➤ **Module de déformation transversale (de cisaillement) :**

Elle est utilisée pour les calculs sous contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale à :

- $\nu=0$:(à l'E L U) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton non fissuré.
- $\nu=0,2$:(à l'E L S) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

➤ **Contrainte tangentielle conventionnelle :(B.A.E.L 91 modifié.99/Art 5.1-1)**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$

- $\tau_u \leq \text{Min} (0,20f_{c28} / \gamma_b; 5\text{Mpa}) \rightarrow$ pour **fissuration non préjudiciable**.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u \leq \text{min} (0,15f_{c28} / \gamma_b; 4\text{ MPA}) \rightarrow$ pour **fissuration préjudiciable /très préjudiciable**

b) Les aciers :

Le béton est un matériau qui résiste bien a la compression, mais malheureusement résiste mal a la traction, est pour sa on fait appel aux aciers qui vont équilibrés les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface on distingue 3 types :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400 et FeE500	HA	400 500	480	1,6	1,5
Aciers en treilles.	Treilles soudé HA520 $\phi < 6mm$	HA	520	550	1,3	1.5

Tableau I.1. : Les caractéristiques des aciers employés.

Remarque

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

1) Module de d'élasticité longitudinal

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(B.A.E. L 91 /modifié 99, Art .2.2 .1)}$$

2) Contraintes limites à L'état limite ultime (ELU) (B.A.E.L 91/Art.2.1,3)

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

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

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

f_e : Limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \gamma_s=1,00 \text{ situation accidentelle} \\ \bullet \gamma_s=1,15 \text{ situation courant} \end{array} \right.$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e=400\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st}=348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st}=400 \text{ Mpa}$
$f_e=520\text{MPa}$	$\bar{\sigma}_{st}=452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st}=500 \text{ Mpa}$

3) Contraintes limites à L'état limite de service (ELS :) (B.A.E.L 91/Art.2.1,3)

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, le BAEL à limiter les contraintes dans les armatures tendues comme suite :

- *Fissuration peu nuisible (B.A.E.L 91/Art.4.5,32)*

La contrainte n'est soumise à aucune limitation :

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

- *Fissuration préjudiciable (B.A.E.L 91/Art.4.5,33)*

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

- *Fissuration très préjudiciable (BA.E.L 91/Art.4.5,34)*

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

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

η : Est le coefficient de fissuration: On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1,3 & \text{pour les files HA } \phi < 6 \\ 1,6 & \text{pour les barres HA et les files HA } \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

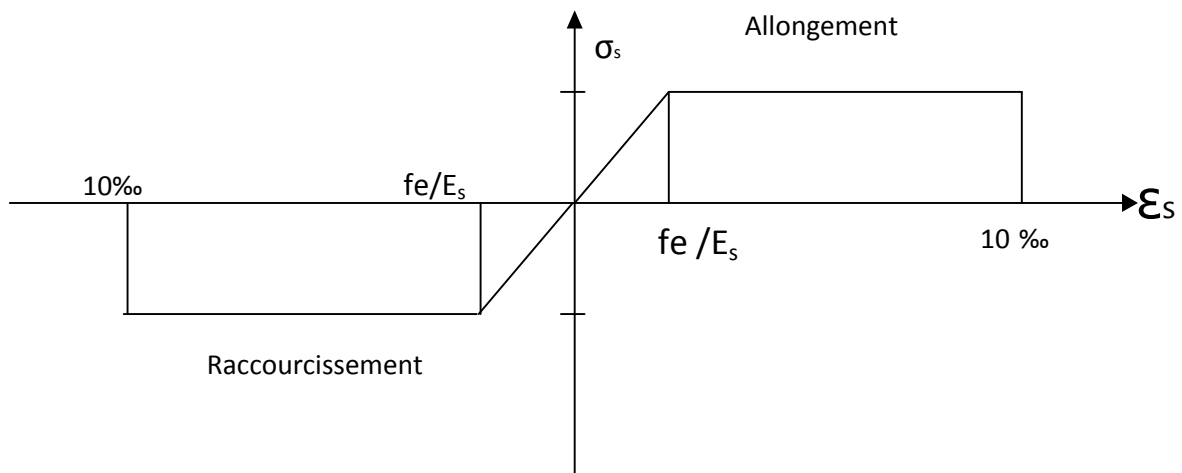


figure I.8. : Diagramme de déformation de l'acier (CBA 93 - A.2.2.2).

Conclusion

A ce niveau de travail, nous avons défini tous les éléments composant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91/Modifié99), et le règlement parasismique algérienne (RPA99).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II. Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différentes éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **BAEL99et le RPA 99/ Version 2003 ainsi que le DTR-B.C.22 5 charge permanente et charge d’exploitation**), dont le but est d’arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

II-1 Pré dimensionnement

II-1-1 Planchers en corps creux

➤ Corps creux et dalle de compression

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots \text{BAEL91/Modifié99/ArtB6.8.423}$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle de compression+corps creux.

L_{\max} : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Remarque : dans un premier temps on prend d’abord une section minimale de **(25x25) cm²** exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d’un poteau en zone II_a pour le calcul de L.

On a : $L = 390 - 25 = 365\text{cm}$ alors : $\frac{1}{22,5} = \frac{365}{22,5} = 16.22\text{cm}$.

Conclusion : On prend $h_t = 20\text{cm}$. Pour les planchers en corps creux

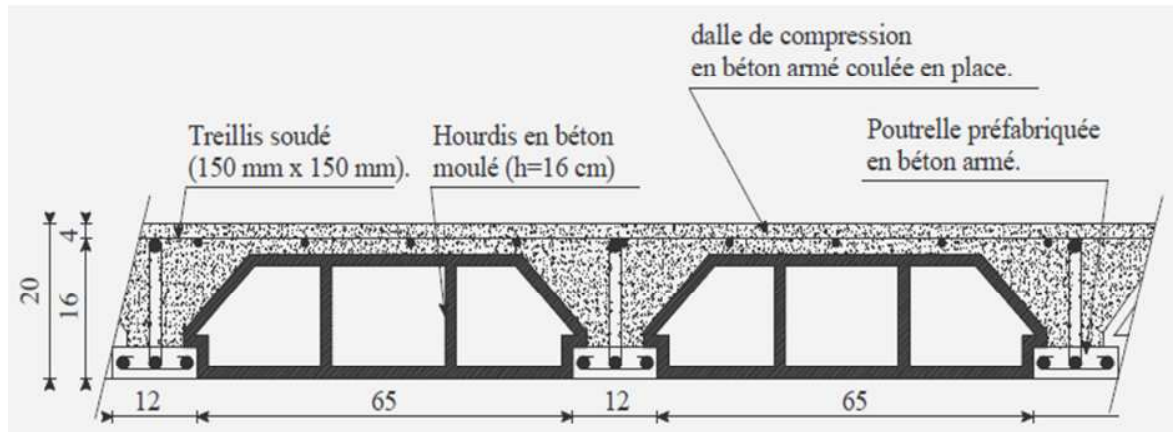


figure .II.1 : Plancher en corps creux.

➤ les dalles pleines (Balcon et salle machine)

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. la dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis .l'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance .dans notre cas la dalle pleins concerne les balcons ainsi la salle machine.

- l'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq L_0/10$$

$L=3.60\text{m}$: portée libre.

e : épaisseur de la dalle

$$e \geq 160/10 \Rightarrow e \geq 16 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de $e = 20 \text{ cm}$.

- Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{920}{50} \leq e \leq \frac{920}{40} \quad \Rightarrow \quad 18.4 \leq e \leq 23$$

Donc on prend $e=20\text{m}$

Eléments	Conditions	e _{calculé}	e _{adoptée}
panneaux en dalle pleine	<p>➤ Condition de sécurité contre l'incendie :</p> <ul style="list-style-type: none"> • e = 7 cm pour une heure de coupe-feu. • e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu. • e=17.5cm pour quatre heures de coupe-feu 	20cm	e=20cm
	<p>➤ Condition d'isolation acoustique (phonique) :</p> <p>Selon CBA93, et BAEL91 modifié99 l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p>	15cm	
	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>La dalle salle machine repose sur trois côtés :</p> <p>$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$. Avec : $L_x = 1,50$ m.</p> <p>Ceci engendre : $150 / 50 \leq e \leq 150 / 40$</p> <p>⇒ $3\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}$</p>	3.75cm	
Balcon	<p>➤ Résistance à la flexion :</p> <p>$e \geq L / 10$. Avec : l=160 cm, d'où : $e \geq 16\text{cm}$.</p>	16cm	20cm

Tableau.II.1 : Dimensionnement des dalles pleines.

II-1-2 Les poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

D'après le BAEL 99 : $\rightarrow \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

– Les résultats sont sous forme de tableau :

	BAEL 91	L _{Max}	b	h _t	RPA			Observation
					h	b	$\frac{ht}{b}$	
Poutres principales	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	400	30	40	30	20	1.33 < 4	vérifiée
	$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$							
Poutres secondaires	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	390	30	35	30	20	1.33 < 4	vérifiée
	$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$							

Tableau.II.2 : Dimensions des poutres en fonction de leurs portées

- Hauteur de la poutre principale : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$L=400-25=375$

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 37.5$

On prend $h=35\text{cm}$

- *Largeur de la poutre principale*

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

De même que pour les poutres secondaires et afin de satisfaire certaines vérifications lors de la modélisation nous avons opté pour une largeur $b=40\text{cm}$.

Conclusion

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principale : $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $30 \times 35 \text{ cm}^2$

II-1-3 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

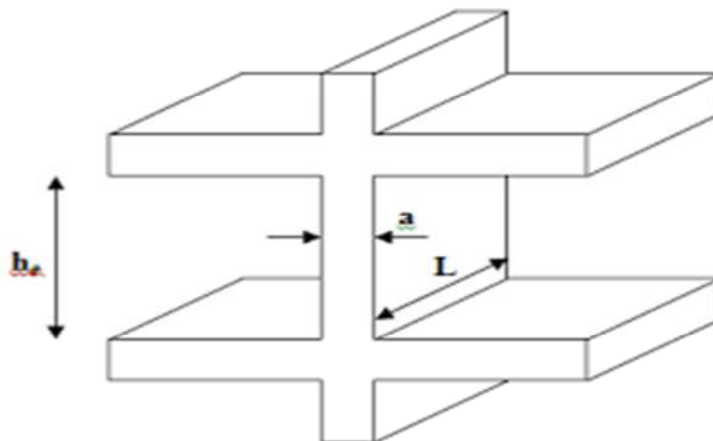


figure .II.2 : coupe de voile en élévation

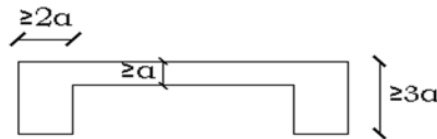
D'après le **RPA99 version 2003 Art 7.7.1** => les éléments satisfaisant la condition ($L_{min} \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L_{min} : Longueur minimale du voile.

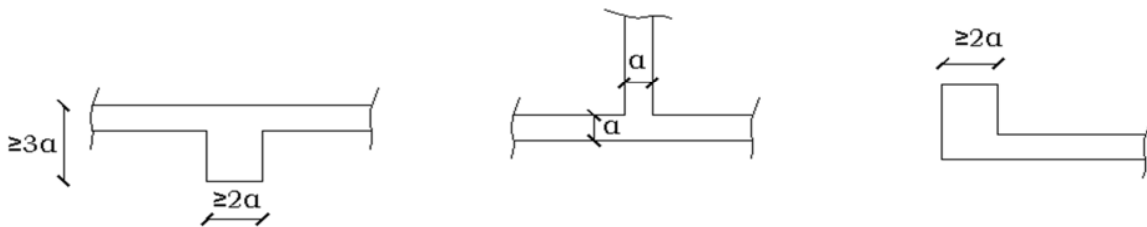
a : épaisseur du voile.

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de **15cm**, et de condition de rigidité aux extrémités selon les formes suivantes : **he=h-ep**

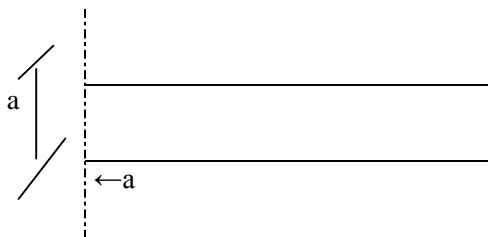
Forme U $\rightarrow a \geq \frac{h_e}{25}$



• **Forme T et L** $\rightarrow a \geq \frac{h_e}{22}$



• **Forme rectangulaire** $\rightarrow a \geq \frac{h_e}{20}$



- Dans notre cas :
 - **Voile de RDC (commercial)**

$$h_e = 450 - 20 = 430[\text{cm}]$$

$$a \geq h_e / 20 = 21.5 [\text{cm}] \rightarrow \text{on prend : } a = 25 [\text{cm}]$$

- **Voile de l'étage courant**

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

$$a \geq h_e / 20 = 14.3 [\text{cm}] \rightarrow \text{on prend : } a = 20[\text{cm}]$$

✓ **Vérification des exigences du RPA**

Ils sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4a$$

Avec : $L_{min} = 1.0 \text{ m}$

$$L_{min} = 1.0 \text{ m} = 4 \times 0.25 = 1\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

II-2 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**D T R B.C.2.2**).

II-2-1 Les charges permanentes

- **Plancher terrasse inaccessible**

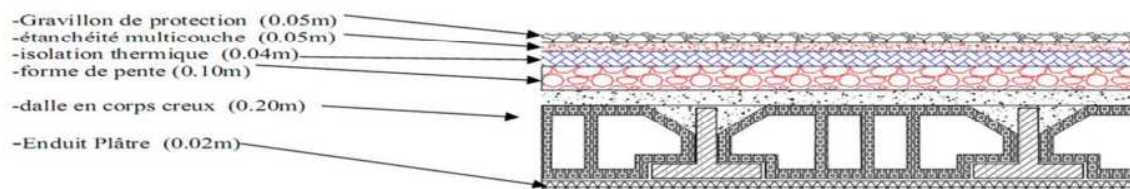


figure .II.3 : coupe du plancher terrasse inaccessible

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1-Dalle en corps creux	20	14	2.80
2-Enduit en plâtre	2	10	0.20
3-Protection en gravillon	5	17	0.85
4-Etanchéité multicouches	5	2.4	0.12
5-Forme en pente	10	22	2.20
6-Isolation en liège	4	4	0.16
			G=6.33

Tableau.II.3 : valeurs des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

- *Plancher d'étage courant*

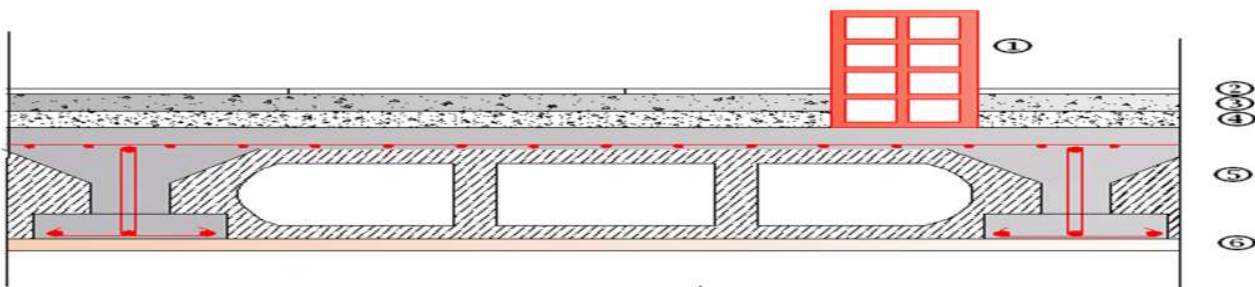


figure .II.4 : Coupe du plancher d'étage courant.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1-Cloison de séparation interne	10	9	0.90
2-Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3-Mortier de pose	3	22	0.66
4-Couche de sable	3	18	0.54
5-Dalle en corps creux	20	14	2.80
6-Enduit en plâtre	2	10	0.20
			G=5.54

Tableau.II.4 : valeurs des charges permanentes du plancher d'étage courant.

- *Dalle pleine*

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge en (KN/m ²)
1-Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	3	22	0.66
3-Couche de sable	3	18	0.54
4-Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5-Enduit en plâtre	2	10	0.2
			G_t=5.59

Tableau.II.5 : valeurs des charges permanentes de la dalle pleine.

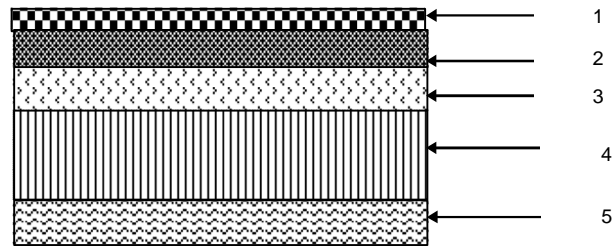


figure .II.5 : Coupe de la dalle pleine.

II-2-2 Maçonnerie

- Mur extérieur

Eléments	Hauteur (m)	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	La charge en (KN/m)
1-Mortier de ciment	2.51	2	18	0.90
2-Briques creuses		10	09	2.26
3-Lame d'aire		5	0.00	0
4-briques creuses		10	09	2.26
5-Enduit de plâtre		2	10	0.5
				G_t=5.92

Tableau.II.6 : le poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

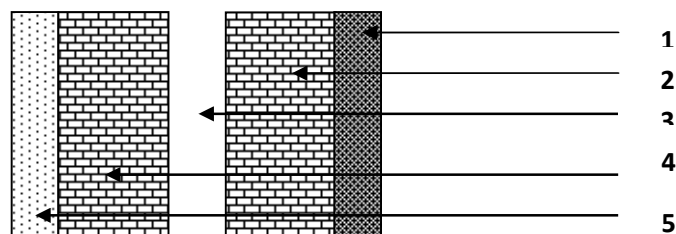


figure .II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

- **Mur intérieur**

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des 2 faces

<i>Eléments</i>	Hauteur (m)	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m³)	La charge en (KN/m)
1-Enduit de plâtre	2.51	2	10	0.5
2-Briques creuses		10	9	2.26
3-Enduit de plâtre		2	10	0.5
				G_i=3.26

Tableau.II.7 : le poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

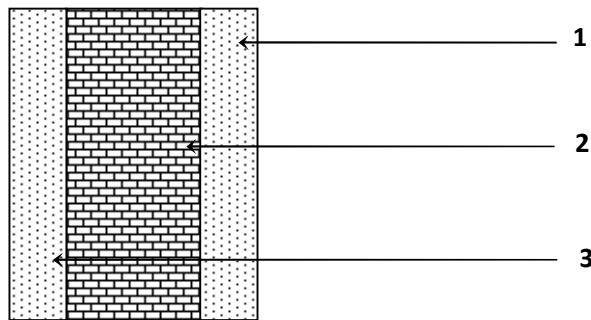


figure .II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

- **Les voiles**

N ⁰	Désignation	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Béton armé	0.25	25	6.25
2	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
3	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
A	Voiles extérieurs	0.25	25	6.25
B	Voiles intérieures	0.25	25	6.25

Tableau.II.8 : valeurs des charges permanentes des voiles.

II-2-3 L'acrotère

L'acrotère sera assimilée à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur

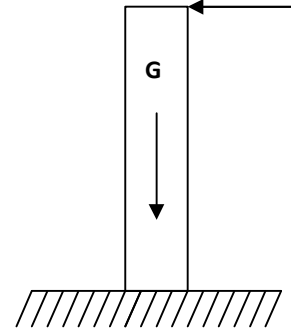
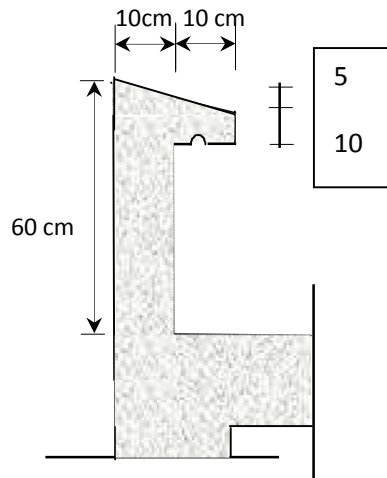


figure .II.8 : Coupe transversale de l'acrotère. /

Schéma statique.

- **Les sollicitations** : on se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure.II.8 nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.
- **Poids propre G**

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml}$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.05}{2} \right] = 1.81 \text{KN/ml}$$

$$G = 1.81 \text{KN/ml}$$

- **Surcharge due à la poussée latérale Q :**

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

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

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1.81 \text{ KN/ml} \qquad N_G = 1.81 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant dû à la surcharge Q**

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

- **Moment de renversement dû à Q**

$$M_Q = Q \times h \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1\text{ml} = 0.6 \text{ KN. ml} \qquad M_Q = 0.6 \text{ KN. ml}$$

II-2-4 Surcharges d'exploitation

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitation relatives aux différents éléments déjà donnés :

Elles sont résumées dans le tableau suivant

Eléments	Surcharge Q [KN/m²]
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher étage courant	1.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	2.5
Plancher d'étage de service	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.0

Tableau.II.9 : valeurs des charges d'exploitation.

II-2-5 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Ils sont pré dimensionnés à l'**E L S** en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **Ns** tel que : **Ns=G+Q**.

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec :

Ns : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

II-3 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le **C-3**

➤ *Surface d'influence*

- **Section nette**

$$S_n = (1.825 + 1.575) \times (1.675 + 1.875) = 12.07 \text{m}^2$$

- **Section brute**

$$S_n = (3.65 \times 3.8) = 13.87 \text{m}^2$$

➤ *Calcul des surfaces*

$$-S_1 = 1.875 \times 1.825 = 3.42 \text{m}^2$$

$$-S_2 = 1.575 \times 1.875 = 2.95 \text{m}^2$$

$$-S_3 = 1.825 \times 1.675 = 3.06 \text{m}^2$$

$$-S_4 = 1.575 \times 1.675 = 2.64 \text{m}^2$$

II-3-1 Calcul du poids propre des poutres

- *Poutre principale*

$$G_{pp} = S_{pp} X$$

Avec : le poids volumique du béton = **25 KN/m³**

$$G_{pp} = [(0.4 \times 0.3) \times (1.675 + 1.875)] \times 25 = 10.65 \text{ KN}$$

- *Poutre secondaire*

$$G_{ps} = S_{ps} X$$

$$G_{ps} = [(0.3 \times 0.35) \times (1.82 + 1.575)] \times 25 = 8.91 \text{ KN}$$

- *Poids total :*

$$G_{ptot} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{ptot} = 10.65 + 8.91 = 19.56 \text{ KN}$$

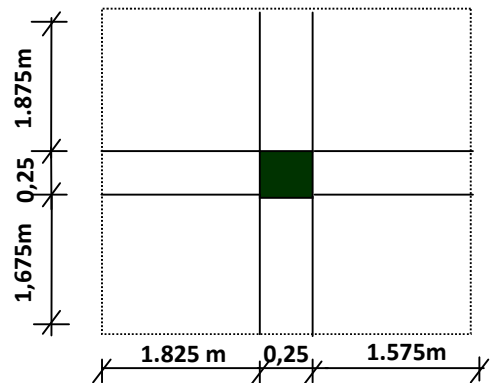
II-3-2 Calcul du poids propre des poteaux

- *Poteau RDC commercial*

$$G_{POT} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.50 = 7.03 \text{ KN}$$

- *Poteau d'étage courant*

$$G_{POT} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$



II-3-3 Calcul du poids propre du plancher

➤ *Plancher terrasse inaccessible*

$$G = S \times G_{pt}$$

$$G_{pt} = 12.07 \times 6.33 = 76.4 \text{ kN}$$

➤ *Plancher courant :*

$$P_{pp} = 12.07 \times 5.54 = 66.87 \text{ KN}$$

II-4 Calcul des surcharges d'exploitation

➤ Plancher inaccessible : $Q = Q \times S = 1 \times 12.07 = 12.07 \text{ KN}$.

➤ Plancher courant : $Q = Q \times S = 1.5 \times 12.07 = 18.105 \text{ KN}$.

➤ Plancher RDC commerciale : $= 2.5 \times 12.07 = 30.175 \text{ KN}$.

II-5 Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22

Comme il est rare que toute les charge d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charge d'exploitation si le nombre de niveaux $n \geq 5$.

Notre ouvrage est composé de 8 étage ($n \geq 5$) donc on doit appliquer la méthode :

$$Q_n = Q_0 \frac{3+n}{2^n} \sum Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage (n)

en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\Sigma_0 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

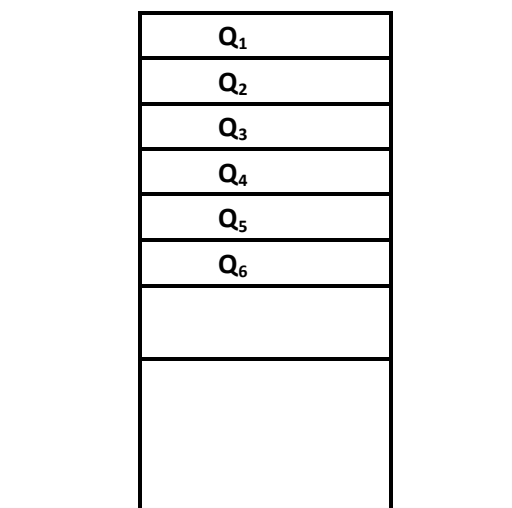


figure .II.1 : Loi de dégression des surcharges.

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

➤ **Les surcharges cumulées**

$$\text{Niv09: } Q_0 = 12.07 = 12.07 \text{ KN}$$

$$\text{Niv08: } Q_0 + Q_1 = 12.07 + 18.105 = 30.175 \text{ KN}$$

$$\text{Niv07: } Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 12.07 + 0.95 (18.105 + 18.105) = 46.470 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 06: } Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.07 + 0.90 (18.105 \times 3) = 60.954 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 05: } Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.07 + 0.85 (18.105 \times 4) = 73.627 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 04: } Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.07 + 0.80 (18.105 \times 5) = 84.49 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 03: } Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.07 + 0.75 (18.105 \times 6) = 93.543 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 02: } Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.07 + 0.71 (18.105 \times 7) = 114.906 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 01: } Q_0 + 0.68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12.07 + 0.69 (18.105 \times 8 + 30.175) = 132.830 \text{ KN}$$

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN)	Sections des poteaux (cm ²)	
	Poids planchers	Poids poutres	Poids poteaux	G _T	G _{cum}	Q _i	Q _{cum}	N _s =G _c +Q _c	S _{min}	S _{adop}
7	76.4	10.65	4.47	91.52	91.52	12.07	12.07	103.14	41.26	(25x25)
6	66.87	10.65	4.47	82.00	173.52	18.105	46.470	220.00	88.00	(25x25)
5	66.87	10.65	4.47	82.00	255.52	18.105	60.954	316.47	125.59	(30x30)
4	66.87	10.65	4.47	82.00	337.52	18.105	73.627	411.15	164.46	(30x30)
3	66.87	10.65	4.47	82.00	419.52	18.105	84.49	504.01	201.61	(30x30)
2	66.87	10.65	4.47	82.00	501.52	18.105	93.543	595.06	238.03	(35x35)
1	66.87	10.65	4.47	82.00	583.52	18.105	114.906	698.43	279.37	(35x35)
RDC	66.87	10.65	6.72	82.24	665.76	30.175	132.830	798.59	319.44	(35x35)

Tableau.II.10 : Récapitulatif de la descente de charge.

II-5-1 Vérification relative au coffrage

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes : le **RPA99/version 2003(Art7.4.1)**

- Min (b, h) ≥ 25cm en zone **IIa**
- Min (b, h) ≥ h_e/20
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4

	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculés	Vérifications
35x35	Min (b,h) \geq 25cm	Min (b,h)=35	Condition vérifiée
	Min (b,h) \geq he/20	450/20=22.5 \leq 35	Condition vérifiée
	1/4 \leq b/h \leq 4	1/4 \leq 35/35 \leq 4	Condition vérifiée
35x35	Min (b,h) \geq 25cm	Min (b, h)=35	Condition vérifiée
	Min (b,h) \geq he/20	306/20=15.3 \leq 35	Condition vérifiée
	1/4 \leq b/h \leq 4	1/4 \leq 35/35 \leq 4	Condition vérifiée
30x30	Min (b,h) \geq 25cm	Min (b, h)=30	Condition vérifiée
	Min (b,h) \geq he/20	306/20=15.3 \leq 30	Condition vérifiée
	1/4 \leq b/h \leq 4	1/4 \leq 30/30 \leq 4	Condition vérifiée
25x25	Min (b,h) \geq 25cm	Min (b, h)=25	Condition vérifiée
	Min (b,h) \geq he/20	306/20=15.3 \leq 25	Condition vérifiée
	1/4 \leq b/h \leq 4	1/4 \leq 25/25 \leq 4	Condition vérifiée

Tableau.II.11 : Vérification des conditions du RPA(Art7.4.1).

II-5-2 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement
- =La section (caractéristique géométrique)
- La nature des appuis

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{avec}$$

- λ : élancement du poteau
- L_f : longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 \times L_0$ (BAEL 99/B.8.3 .31)
- $L_0 = h_e$: longueur libre du poteau.

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)..... (L'article B.84.1 CBA93 page 157)

I : moment d'inertie du poteau : $I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$ avec $b=h$

S : section transversal du poteau $S = bxh$ tel que $b=h$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.71 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Condition	Niveau	Poteau	L_0 (m)	b (m)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$	RDC	35x35	4.50	0.35	31.62	vérifiée
	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	35x35	3.06	0.35	21.51	vérifiée
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	30x30	3.06	0.30	25.09	vérifiée
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	25x25	3.06	0.25	30.10	vérifiée

Tableau.II.12 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement.

Conclusion

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

III-1 Acrotère

III-1-1 Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91/modifié 99)**.

III-1-2 Calcul de l'acrotère

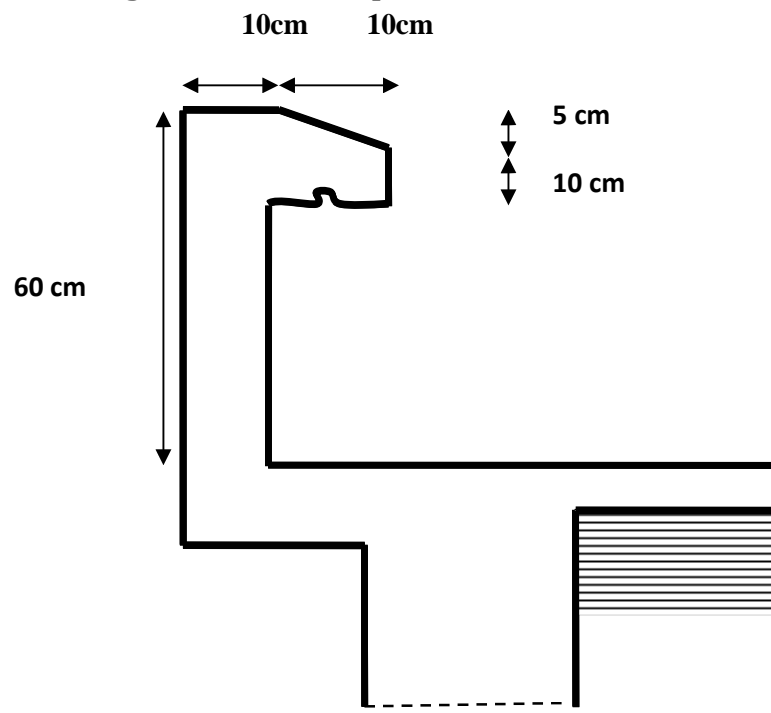
L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicitée par :

- Un effort G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement (section dangereuse).

figure III.1.1. : Coupe verticale de l'acrotère



Détermination des sollicitations :

- Poids propre : $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

Avec ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.10 + 0.10 \times 0.10 + \frac{0.1 \times 0.05}{2} \right] = 1.81 \text{ KN/ml}$$

$G = 1.81 \text{ KN/m}$

- Surcharge due à la poussée latérale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.81 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal dû à la charge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = T \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

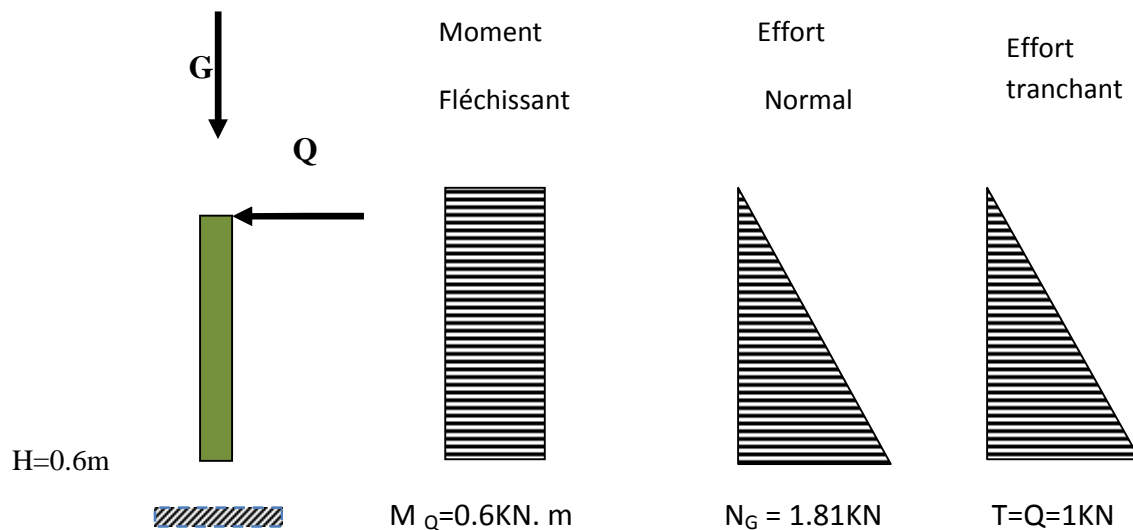


figure III.1.2.: Diagramme des efforts internes (M, N, T)

Les combinaisons des charges

- **ELU** : La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$
- Effort normal : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.81 = 2.44 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}$
- **ELS** : La combinaison de charge est : $G+Q$
- Effort normal : $N_s = G = 1.81 \text{KN}$
- Moment de renversement : $M_s = M_Q = 0.6 \text{KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{KN}$

III-1-3 Ferrailage de l'acrotère

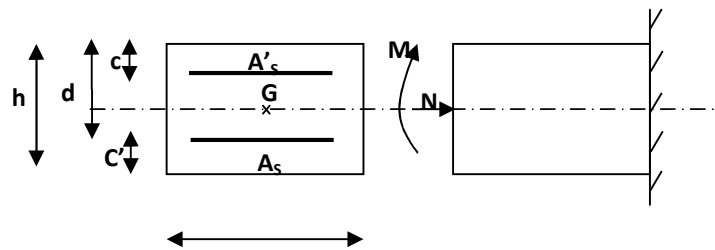
Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section rectangulaire (b x h) cm² soumise à une flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2cm

d = h - c : Hauteur utile : 8cm



1. Calcul des armatures à l'ELU

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à une flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

➤ Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 100}{2.44} = 36.89 \text{cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{cm}$$

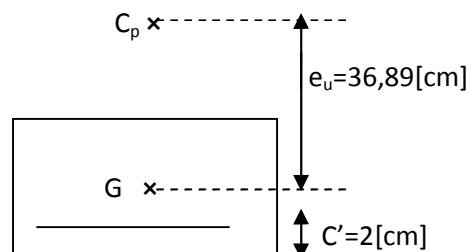
Avec :

M_u : moment dû à la flexion

N_u : effort de compression

C_p : centre de pression

e_u : excentricité



c' : l'enrobage qui vaut 2cm

$e_u=36.89\text{cm} > a =3\text{cm} \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures et l'effort normal.

La section est partiellement comprimée donc l'acrotère sera calculée en flexion composée sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ *Calcul en flexion simple*

– *Moment fictif*

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec : } g = e_u + 0.5h - c'$$

g : distance entre le centre de pression et le CDG de la section des armatures tendues.

$$M_f = N_u \times (e_u + 0.5h - c') = 2.44 \times (36.89 + 0.5 \times 10 - 2) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.97 \text{ KN.m}$$

– *Moment réduit :*

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

$$\mu_1 = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{1 \times 0.08^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.010$$

$\mu_b = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

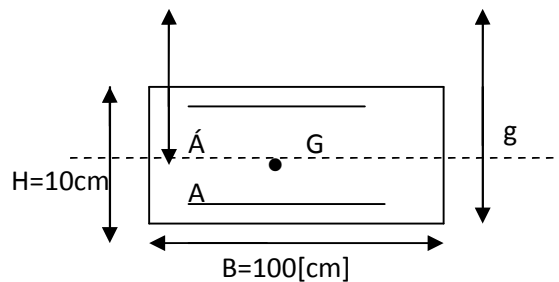
$$\mu_b = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

– *Armatures fictives*

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.995 \times 0.08 \times 348 \times 10^{-6}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.35 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{fc} = 0$$



– *Armatures réelles(en flexion composée)*

$$A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.44 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.279 \text{cm}^2$$

$$A_{St} = 0.279 \text{cm}^2 \quad ; \quad A_s' = 0$$

III-1-4 Vérifications

➤ *Condition de non fragilité:* (BAEL 91 Art A4.21)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite des armatures.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité (CNF) : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$e_s = 33.149 \text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \times \frac{33.149 - 0.455 \cdot 8}{33.149 - 0.185 \cdot 8}$$

$$A_{\min} = 0.9 \text{cm}^2$$

$A_s < A_{\min} \Rightarrow$ le ferrailage se fera avec A_{\min}

D'où : $A_{s \text{ adop}} = 0.9 \text{ cm}^2$

La section d'aciers est **4HA8 = 2.01 cm²**, avec un espacement **st=15cm**

– *Armatures de répartition*

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \quad A_r = 0.502 \text{cm}^2$$

D'où : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$ avec un espacement de $S = \frac{60-4}{2} = 28 \text{cm} \Rightarrow S = 25 \text{cm}$

➤ **Vérification au cisaillement** : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'E L U, la fissuration est considéré comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0.019 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0.019 \text{MPa} \leq \min \{ 3.75 ; 4 \text{MPa} \} = 3.75 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée,}$$

donc pas de risque de cisaillement (**armatures transversales ne sont pas nécessaires**)

– **Espacement des barres**

➤ **Armatures principales** : $S_t = \min \{ 3h ; 33 \text{cm} \}$ soit **$S_t = 15 \text{cm}$**

➤ **Armatures de répartition** : $S_t = \min \{ 4h ; 45 \text{cm} \}$ soit **$S_t = 25 \text{cm}$**

– **Ancrage des barres verticales** :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40 \text{cm} \quad L_s = \mathbf{25.40 \text{cm}}$$

Pour le calcul précis, on adopte **$L_s = 40 \text{Ø} = 40 \times 0.8 \Rightarrow L_s = 32 \text{cm}$**

Donc : on prend $L_s=35\text{cm}$

➤ *Vérification de l'adhérence des barres :*

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.5 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

➤ *Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99/Art 6.2.3)*

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone et le groupe d'usage.

- Pour notre cas : $A = 0.15$, (Zone IIa et groupe d'usage 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

- L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$.

W_p : poids de l'élément considéré. $W_p = G = 1.81 \text{ KN/ml}$.

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.81 = 0.8688 \text{ KN/ml} \Rightarrow F_p = 0.8688 \text{ KN/ml}$.

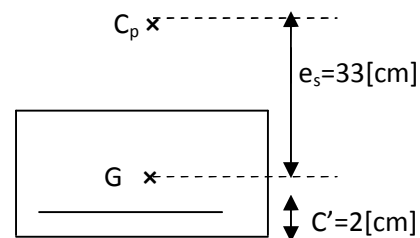
$F_p = 0.8688 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-1-5 Calcul des armatures à l'E L S:

➤ Position du centre de pression :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.81} = 33.149 \text{ cm} \quad e_s = 33 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$



➤ Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_s \times g \quad \text{Avec : } g = e_s + 0.5h - c' = 36 \text{ cm}$$

$$M_f = 1.81 \times 36 \cdot 10^{-2} \Rightarrow M_f = 0.652 \text{ Kn.m}$$

- Moment limite de service

$$M_{ls} = \frac{bd^2}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\sigma}_s \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_s + \sigma_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$M_{ls} = \frac{100 \times 8^2}{2} \times 0.527 \times 1.5 \left[1 - \frac{0.527}{3}\right] \times 10^{-2}$$

$$M_{ls} = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ls} > M_{fs} \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_l = \frac{M_{fs}}{b \cdot \sigma_{st} \cdot d^2} = \frac{0.652 \times 10^{-3}}{1 \times 201.63 \times 0.08^2} = 0.0005$$

A partir du tableau:

$$\mu_1 = 0.0005 \Rightarrow \beta = 0.961$$

– *Armatures fictives (flexion simple):*

$$A_{fs} = \frac{Mfs}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.652 \times 10^{-3}}{0.961 \times 0.08 \times 201.63} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{fs} = 0.42 \text{ cm}^2$$

– *Armatures réelles (flexion compose):*

$$A_{ss} = A_{fs} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.42 - \frac{1.81 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.33 \text{ cm}^2$$

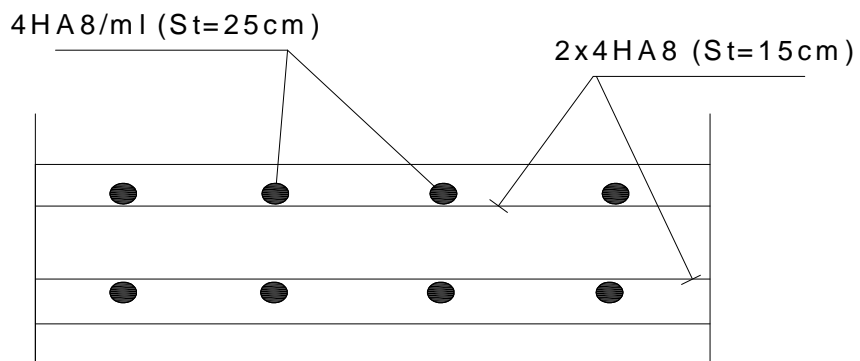
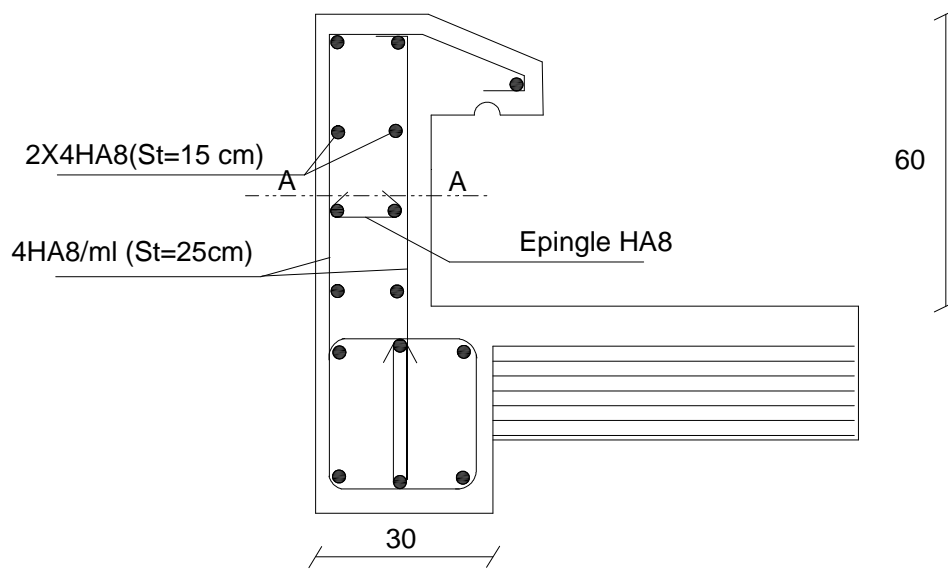
$$A_{ss} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{ss} = 0.33 \text{ cm}^2 < A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8= 2.01cm²/ml** avec un espacement de **15cm**
- Armatures de répartition : **4HA8= 2.01cm²/ml** avec un espacement de **25cm**



Coupe A-A

Plans de ferrailage



III.2 Calcul des planchers

III-2-1 Introduction

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite travée sur lesquelles reposera le corps creux.

III-2-2 Plancher en corps creux

-Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\emptyset \leq 6\text{mm}$**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

33cm pour les barres // aux poutrelles.

20cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

– Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : **L= 65 cm** : distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit : **$A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.7 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement de **15cm**.

– Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Soit : **$A_{//} = 6\emptyset 6 = 1.7 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement de **15cm**.

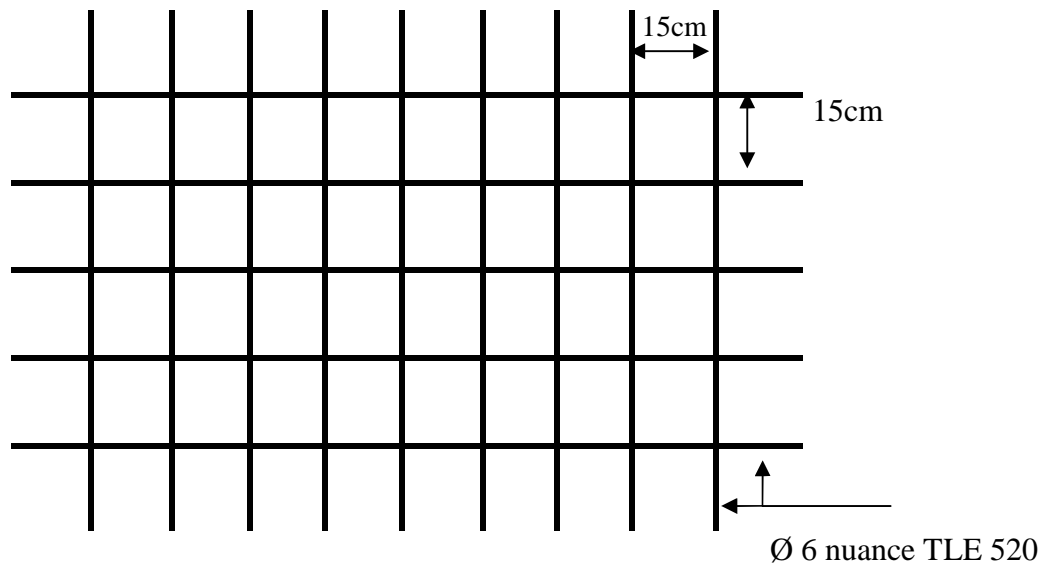


figure III.2.1. : treillis soudés de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

Conclusion

On opte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimension $(6 \times 6 \times 150 \times 150)$.

III-2-3 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

➤ Critère de la petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite travée.

➤ Critère de continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T_e, les règles BAEL91 préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limité par la plus faible des valeurs suivantes :

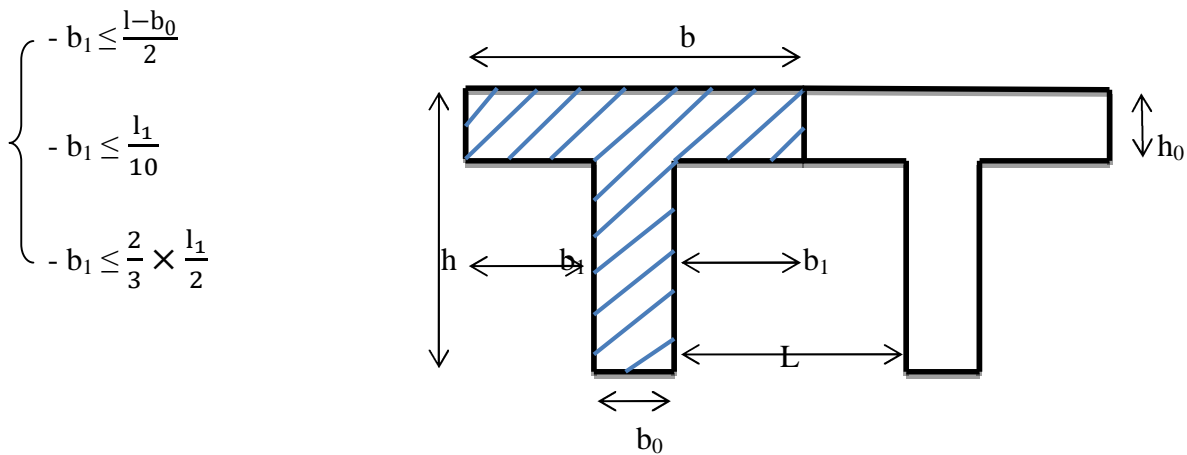


figure III.2.2. : Dimension de la section Té

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles.

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4\text{m}$ (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$).

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

➤ **1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95KN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle : $G_1 = b_0 \times h_0 \times \rho = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{KN/ml}$.**
- **Poids propre du corps creux : $G_2 = \rho \times L = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{KN/ml}$.**

Avec : $L = 65\text{cm}$; largeur de l'hourdis.

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{KN/ml}$$

- **Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1\text{KN/ml}$.**
 - **Calcul à l'ELU :**
- **Combinaison des charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN} \cdot \text{ml}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

-Soit l'enrobage : $c=2\text{cm}$.

-La hauteur : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2\text{cm} \Rightarrow d = 2\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.34 \gg \mu_l = 0.392$$

⇒ **Section doublement armée (S.D.A)**

Conclusion

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12x4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière que les armatures comprimées ($A_{sc}=0$) ne soient pas nécessaires.

➤ **2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Largeur efficace de la table de compression : (Art A.4.1/ BAEL91) (Voir le cour BAEL 91,E II.5.b).

La largeur efficace est une longueur de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales. Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm}$$

$$b_1 \leq \frac{400}{2} = 40\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } \mathbf{b_1 = 26.5 \text{ cm}}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133.33\text{cm}$$

➤ **Calcul des chargements**

a. Charges permanentes

- Poids propre du plancher (étage terrasse) : $G = 6.33 \times 0.65 = 4.114 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5.54 \times 0.65 = 3.601 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du plancher (RDC commercial) : $G = 3.601 \text{ KN/ml}$.

b. Charges d'exploitation

- Charges d'exploitation (étage terrasse) : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.
- Charges d'exploitation (RDC commercial) : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$.
- Charges d'exploitation (étage courant) : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

➤ Combinaison des charges**a. plancher terrasse**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.114 + 1.5 \times 0.65 = 6.529 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.114 + 0.65 = 4.764 \text{ KN/ml.}$

c. Plancher étage courant

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.601 + 1.5 \times 0.975 = 6.323 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.601 + 0.975 = 4.576 \text{ KN/ml.}$

d. Plancher RDC (commercial)

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.601 + 1.5 \times 1.625 = 7.299 \text{ KN/ml.}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.601 + 1.625 = 5.226 \text{ KN/ml.}$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commercial) est le plus défavorable.

Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui du plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

III-2-4 Choix de la méthode

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode des trois moments

➤ Méthode forfaitaire :**III-2-4-1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire
(Article B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99)**

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanent ou 5KN/ml.

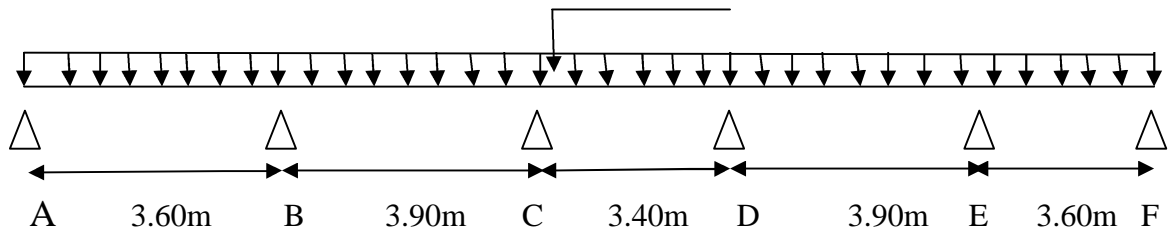
$$Q = 1.625 \text{KN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ kN/ml} \} = 7.202 \text{KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow **Condition vérifiée.**
3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
4. les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

• **Poutre I (sur six appuis)**

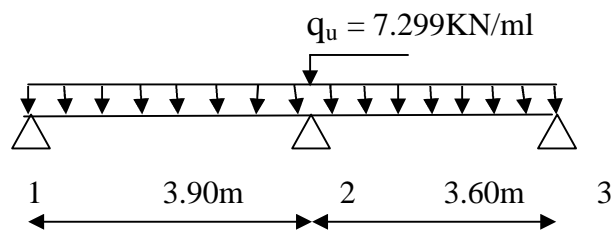
$$q_u = 7.299 \text{KN/ml}$$



- Schéma statique de la poutrelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.60}{3.90} = 0.923 \\ \frac{3.90}{3.40} = 1.147 \\ \frac{3.40}{3.90} = 0.871 \\ \frac{3.90}{3.60} = 1.08 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre II (sur deux appuis)



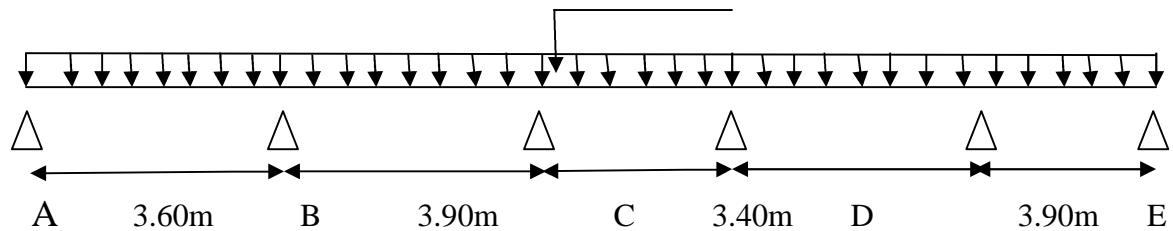
$$\left\{ \frac{3.90}{3.60} = 1.08 \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

• Poutre I (sur six appuis)

$$q_u = 7.299 \text{ KN/ml}$$



3.60m F

Calcul du moment isostatique

$$- M_{0AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.60^2}{8} \Rightarrow M_{0AB} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$- M_{0BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.90^2}{8} \Rightarrow M_{0BC} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$- M_{0CD} = \frac{q_u \times l_{CD}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.40^2}{8} \Rightarrow M_{0CD} = 10.55 \text{ KN.m}$$

$$- M_{0DE} = \frac{q_u \times l_{DE}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.90^2}{8} \Rightarrow M_{0DE} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$- M_{0EF} = \frac{q_u \times l_{EF}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.60^2}{8} \Rightarrow M_{0EF} = 11.82 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments aux appuis

$$- M_A = 0 \text{ KN.m}$$

$$- M_B = 0.5 \max \{ M_{0AB} = 11.82 \text{ KN.m} ; M_{0BC} = 13.88 \text{ KN.m} \} = 0.5 \times 13.88$$

$$M_B = 6.94 \text{ KN.M}$$

$$- M_C = 0.4 \max \{ M_{0BC} = 13.88 \text{ KN.m} ; M_{0CD} = 10.55 \text{ KN.m} \} = 0.4 \times 13.88$$

$$M_C = 5.55 \text{KN.M}$$

$$- M_D = 0.4 \max \{ M_{0CD} = 10.55 \text{ KN.m} ; M_{0DE} = 13.88 \text{ KN.m} \} = 0.4 \times 13.88$$

$$M_D = 5.55 \text{KN.M}$$

$$- M_E = 0.5 \max \{ M_{0DE} = 13.88 \text{ KN.m} ; M_{0EF} = 11.82 \text{ KN.m} \} = 0.5 \times 13.88$$

$$M_E = 6.94 \text{KN.M}$$

$$- M_F = 0 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet M_t + \frac{M_i + M_{i+1}}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0) \\ \bullet M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive .} \\ \bullet M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

- Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{3.601+1.625} = 0.31 \quad \Rightarrow \alpha = 0.31$$

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

➤ La travée AB : (travée de rive)

$$M_A = 0 \text{ KN.m} ; M_B = 6.94 \text{KN.M} ; M_{0AB} = 11.82 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max (1.05M_{0AB} ; (1+0.3\alpha) M_{0AB}) - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max (12.41 ; 12.92) - \frac{6.94}{2} = 12.92 - 3.47 = 9.45 \text{KN.m} \\ M_{tAB} \geq 7.64 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = \max(9.45 \text{ KN.m} ; 7.64 \text{ KN.m}) \Rightarrow M_{tAB} = 9.45 \text{ KN.m}$$

➤ **La travée BC : (travée intermédiaire)**

$$M_B = 6.94 \text{KN.M} ; M_C = 5.55 \text{KN.M} ; M_{0BC} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \max (1.05M_{0BC} ; (1+0.3\alpha) M_{0BC}) - \frac{M_B+M_C}{2} \\ M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \max (14.57; 15.17) - \frac{12.49}{2} = 15.17 - 6.245 = 8.925 \text{KN.m} \\ M_{tBC} \geq 7.59 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = \max (8.925 \text{ KN.m} ; 7.59 \text{ KN.m}) \Rightarrow \mathbf{M_{tBC} = 8.925 \text{ KN.m}}$$

➤ **La travée C D: (travée intermédiaire)**

$$M_C = 5.55 \text{KN.M} ; M_D = 5.55 \text{KN.M} ; M_{0CD} = 10.55 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq \max (1.05M_{0CD} ; (1+0.3\alpha) M_{0CD}) - \frac{M_C+M_D}{2} \\ M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq \max (11.08; 11.53) - \frac{11.1}{2} = 11.53 - 5.55 = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq 5.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{tCD} = \max (5.98 \text{ KN.m} ; 5.77 \text{ KN.m}) \Rightarrow \mathbf{M_{tCD} = 5.98 \text{ KN.m}}$$

➤ **La travée DE: (travée intermédiaire)**

$$M_D = 5.55 \text{KN.M} ; M_E = 6.94 \text{KN.M} ; M_{0DE} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq \max (1.05M_{0DE} ; (1+0.3\alpha) M_{0DE}) - \frac{M_D+M_E}{2} \\ M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{0DE} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq \max (14.57; 15.17) - \frac{12.49}{2} = 15.17 - 6.245 = 8.925 \text{ KN.m} \\ M_{tDE} \geq 7.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{tDE} = \max (8.925 \text{ KN.m} ; 7.59 \text{ KN.m}) \Rightarrow M_{tDE} = \mathbf{8.925 \text{ KN.m}}$$

➤ **La travée EF : (travée de rive)**

$$M_F = 0 \text{ KN.m} ; M_E = 6.94 \text{ KN.M} ; M_{0EF} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq \max (1.05M_{0EF} ; (1+0.3\alpha) M_{0EF}) - \frac{M_E+M_F}{2} \\ M_{tEF} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0EF} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq \max (12.41; 12.92) - \frac{6.94}{2} = 12.92 - 3.47 = 9.45 \text{ KN.m} \\ M_{tEF} \geq 7.64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{tEF} = \max(9.45 \text{ KN.m} ; 7.64 \text{ KN.m}) \Rightarrow M_{tEF} = \mathbf{9.45 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des efforts tranchant**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet V_i = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \\ \bullet V_{i+1} = -\frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \end{array} \right.$$

➤ **La travée AB :**

$$M_A = 0 \text{ KN.m} ; M_B = 6.94 \text{ KN.M} ; l_{AB} = 3.60 \text{ m} ; q_u = 7.299 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7.299 \times 3.6}{2} + \frac{6.94 - 0}{3.6} \Rightarrow V_A = 15.07 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7.299 \times 3.6}{2} + \frac{6.94 - 0}{3.6} \Rightarrow V_B = -11.21 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ La travée BC

$M_C = 5.55 \text{ KN.m}$; $M_B = 6.94 \text{ KN.M}$; $l_{BC} = 3.90 \text{ m}$; $q_u = 7.299 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7.299 \times 3.9}{2} + \frac{5.55 - 6.94}{3.9} \Rightarrow V_B = 13.87 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7.299 \times 3.9}{2} + \frac{5.55 - 6.94}{3.9} \Rightarrow V_C = -14.59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ La travée CD

$M_C = 5.55 \text{ KN.m}$; $M_D = 5.55 \text{ KN.M}$; $l_{CD} = 3.40 \text{ m}$; $q_u = 7.299 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7.299 \times 3.4}{2} + 0 \Rightarrow V_C = 12.41 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7.299 \times 3.4}{2} + 0 \Rightarrow V_D = -12.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ La travée DE

$M_D = 5.55 \text{ KN.m}$; $M_E = 6.94 \text{ KN.M}$; $l_{DE} = 3.90 \text{ m}$; $q_u = 7.299 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{7.299 \times 3.9}{2} + \frac{6.94 - 5.55}{3.9} \Rightarrow V_D = 14.59 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{7.299 \times 3.9}{2} + \frac{6.94 - 5.55}{3.9} \Rightarrow V_E = -13.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ La travée EF

$M_F = 0 \text{ KN.m}$; $M_E = 6.94 \text{ KN.M}$; $l_{EF} = 3.60 \text{ m}$; $q_u = 7.299 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7.299 \times 3.6}{2} + \frac{-6.94}{3.6} \Rightarrow V_E = 11.21 \text{ KN} \\ V_F = -\frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{7.299 \times 3.6}{2} + \frac{-6.94}{3.6} \Rightarrow V_F = -15.07 \text{ KN} \end{array} \right.$$

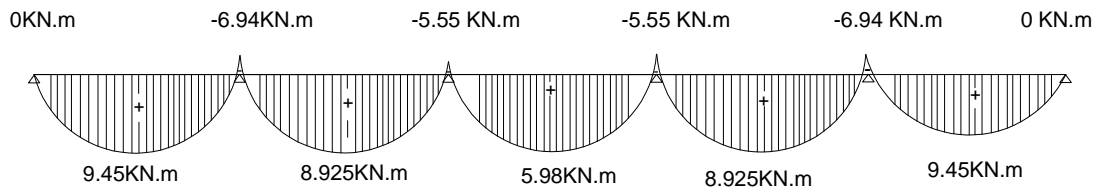


Diagramme des moments à l'ELU

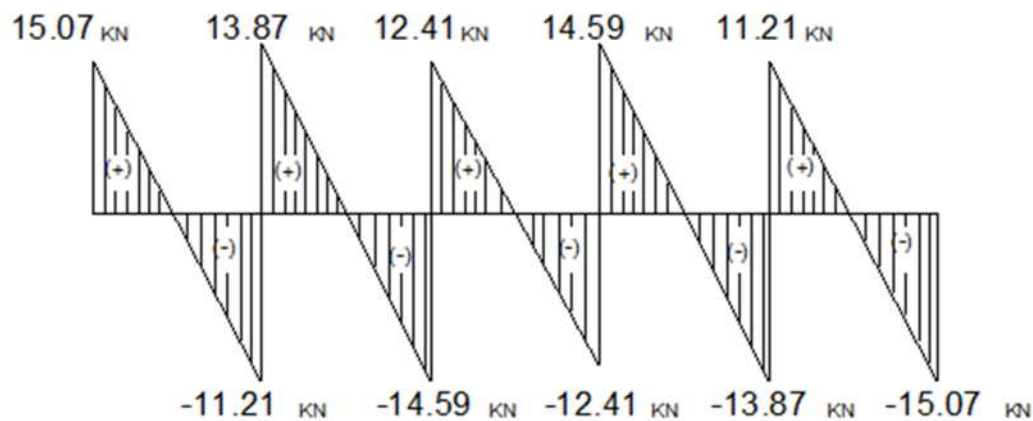
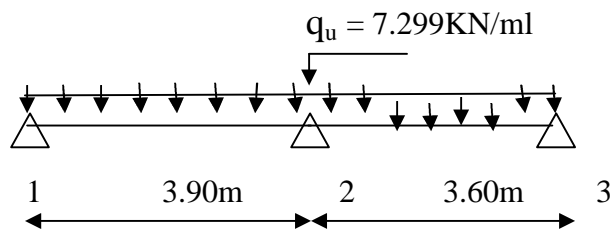


Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

• Poutre II (sur deux appuis)



– calcul des moments isostatiques

$$M_{012} = \frac{q_u \times l_{12}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.90^2}{8} \Rightarrow M_{012} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = \frac{q_u \times l_{23}^2}{8} = \frac{7.299 \times 3.60^2}{8} \Rightarrow M_{023} = 11.82 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments aux appuis :

– $M_1 = 0 \text{ KN.m}$

$$- M_2 = 0.5 \max \{M_{012} ; M_{023}\} = 0.5 \max \{13.88 ; 11.82\} = 0.5 \times 13.88 = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$- M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées

➤ La travée 1-2: (travée de rive)

$$M_1 = 0 \text{ KN.m} ; M_2 = 6.94 \text{ KN.M} ; M_{012} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq \max(1.05M_{012}; (1+0.3\alpha)M_{012}) - \frac{M_1+M_2}{2} \\ M_{t1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{012} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1-2} \geq \max(14.57; 15.17) - \frac{6.94}{2} = 15.17 - 3.47 = 11.7 \text{ KN.m} \\ M_{t1-2} \geq 8.97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = \max(8.97 \text{ KN.m} ; 11.7 \text{ KN.m}) \Rightarrow M_{t1-2} = 11.7 \text{ KN.m}$$

➤ La travée 2-3: (travée de rive)

$$M_3 = 0 \text{ KN.m} ; M_2 = 6.94 \text{ KN.M} ; M_{023} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2-3} \geq \max(1.05M_{023}; (1+0.3\alpha)M_{023}) - \frac{M_2+M_3}{2} \\ M_{t2-3} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{023} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2-3} \geq \max(12.41; 12.92) - \frac{6.94}{2} = 12.92 - 3.47 = 9.45 \text{ KN.m} \\ M_{t2-3} \geq 7.64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = \max(9.45 \text{ KN.m} ; 7.64 \text{ KN.m}) \Rightarrow M_{t2-3} = 9.45 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet V_i = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \\ \bullet V_{i+1} = -\frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \end{array} \right.$$

➤ La travée 1-2

$$M_1 = 0 \text{ KN.m} ; M_2 = 6.94 \text{ KN.M} ; l_{12} = 3.90\text{m} ; q_u = 7.299\text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_1 = \frac{q_u \times l_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} = \frac{7.299 \times 3.9}{2} + \frac{6.94 - 0}{3.9} \Rightarrow V_1 = 16.01 \text{ KN} \\ V_2 = -\frac{q_u \times l_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_{12}} = -\frac{7.299 \times 3.9}{2} + \frac{6.94 - 0}{3.9} \Rightarrow V_2 = -12.45 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ La travée 2-3

$$M_2 = 6.94 \text{ KN.m} ; M_3 = 0 \text{ KN.M} ; l_{23} = 3.60\text{m}; q_u = 7.299\text{KN/ml}$$

$$\begin{cases} V_2 = \frac{q_u \times l_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} = \frac{7.299 \times 3.6}{2} + \frac{0 - 6.94}{3.6} \Rightarrow V_2 = 11.21\text{KN} \\ V_3 = -\frac{q_u \times l_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{l_{23}} = -\frac{7.299 \times 3.6}{2} + \frac{0 - 6.94}{3.6} \Rightarrow V_3 = -15.07 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Diagrammes des moments

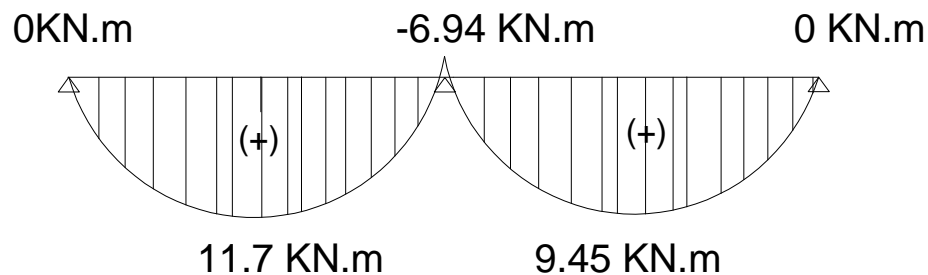


Diagramme des moments fléchissant

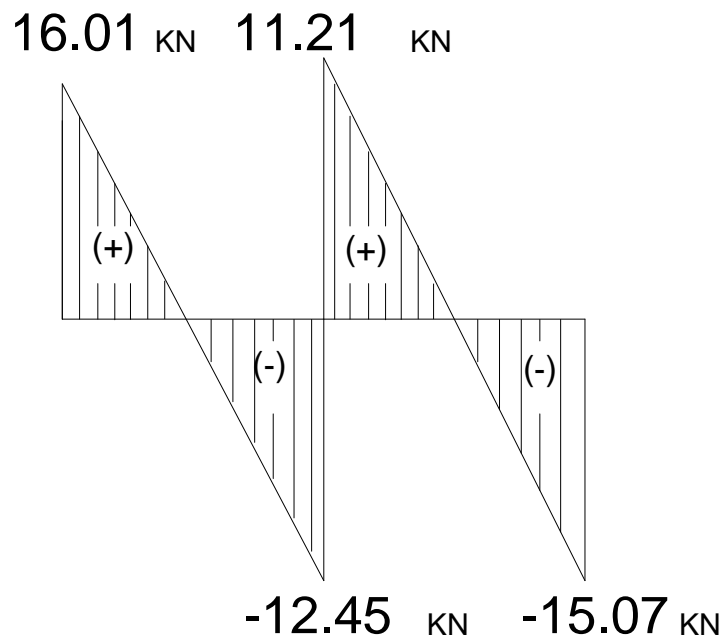


Diagramme des efforts tranchant à l' ELU

III-2-5 Ferrailage à L'ELU

- Armatures longitudinales
- En travées

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 11.70 \text{ KN.m} \quad M_{\max}^a = -6.94 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- **b = 65cm**: largeur de la table de compression.
- $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$
- **h=20 cm**: hauteur total du plancher.
- **h₀=4cm**: épaisseur de la table de compression.
- **d=h-c=20-2=18cm**: distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée.
- **c=2cm**: enrobage des armatures inférieures.
- **b₀=12**: largeur de la nervure.

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M^t = 59.07 \text{ KN.m}$$

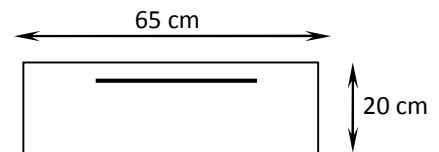
$M_{\max}^t < M$ L'axe neutre est dans la table de compression

d'où : la section se calcule comme une section rectangulaire de (65x20) cm²

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.7}{0.65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.004 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.7 \times 10^6}{0.998 \times 180 \times 348} = 187.16 \text{ mm}^2 = 1.87 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

– ux appuis

$$M_{\max}^a = 6.94 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligeable, on fait le calcul pour une section rectangulaire (12x20) cm².

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.94 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1.42} = 0.126 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.126 \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.94 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 348} = 119.13 \text{ mm}^2 = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Conclusion

- En travée : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

– Pour les aciers de continuité, on place: $2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,571 \text{ cm}$$

θ_ℓ^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

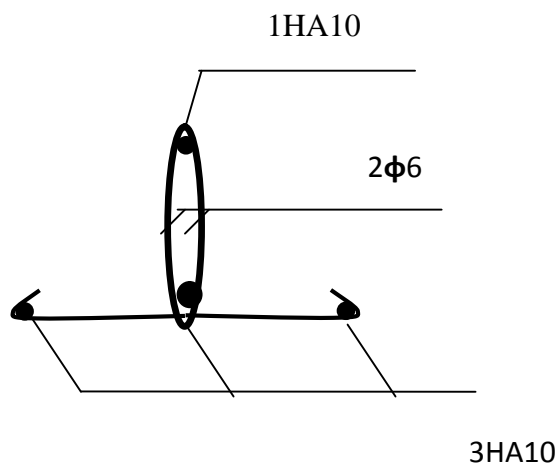
Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$

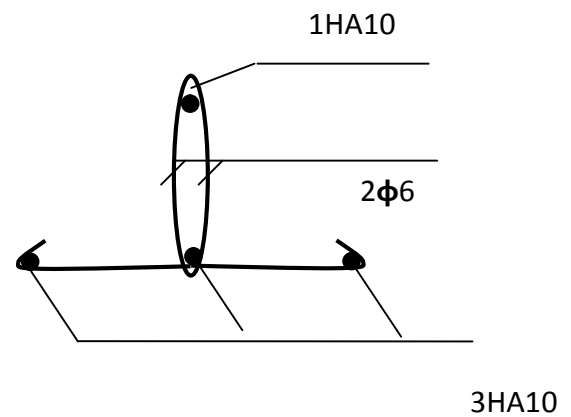
➤ **Espacement des armatures : (Art A.5.3/BAEL 91)**

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

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

figure III.2.3. : Plans de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis et en travée.

III-2-6 Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité:

- En travée:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec : } T_{\max} = 16.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.01 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.741 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.741 \text{ MPa}$$

- Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.741 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{16,01 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,05 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$. \Rightarrow Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL91/ Art 5.1,313)**

– **Sur le béton**

$$\text{On doit vérifier que: } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$$

Avec: $a < 0,9d$

$$T_{\max} = 16,01 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Sur l'acier**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(16,01 + \frac{6,94}{0,9 \times 0,18} \right) = 0,169 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrages des barres : (BAEL91/ Art 6.1,23)**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm} \quad L_s = 25,40 \text{ cm}$$

Pour Fe400, acier HA : $L_s = 40\phi \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$

On adopte des crochet à 45° avec $L_a = 0.4 L_s \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

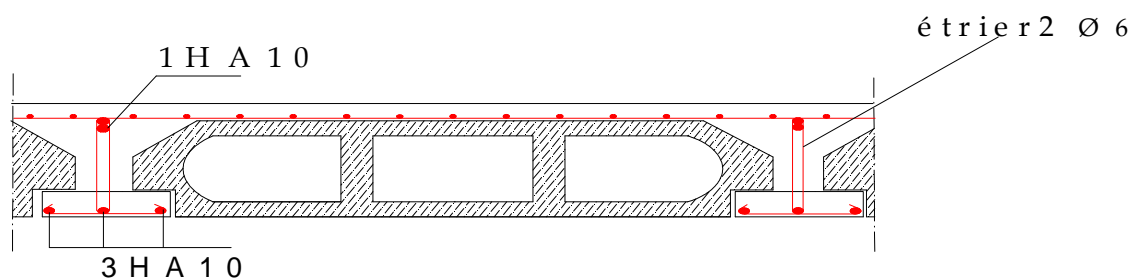
➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.01 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.137 \text{ MPa}$$

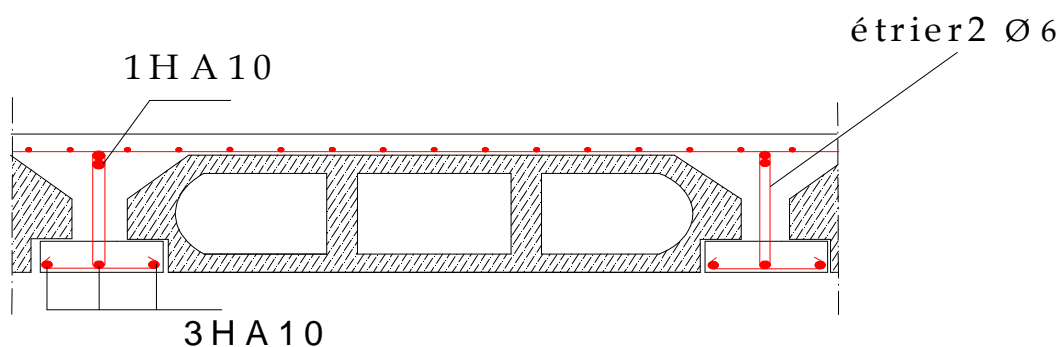
Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91Art 5.1,2.1.1})$$

$\tau_u = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.



Plancher E. Courant



Plancher Terrasse

III.3.Escaliers

III.3.1.Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier,(à deux volées avec un palier intermédiaire) en béton armé coulé sur place.

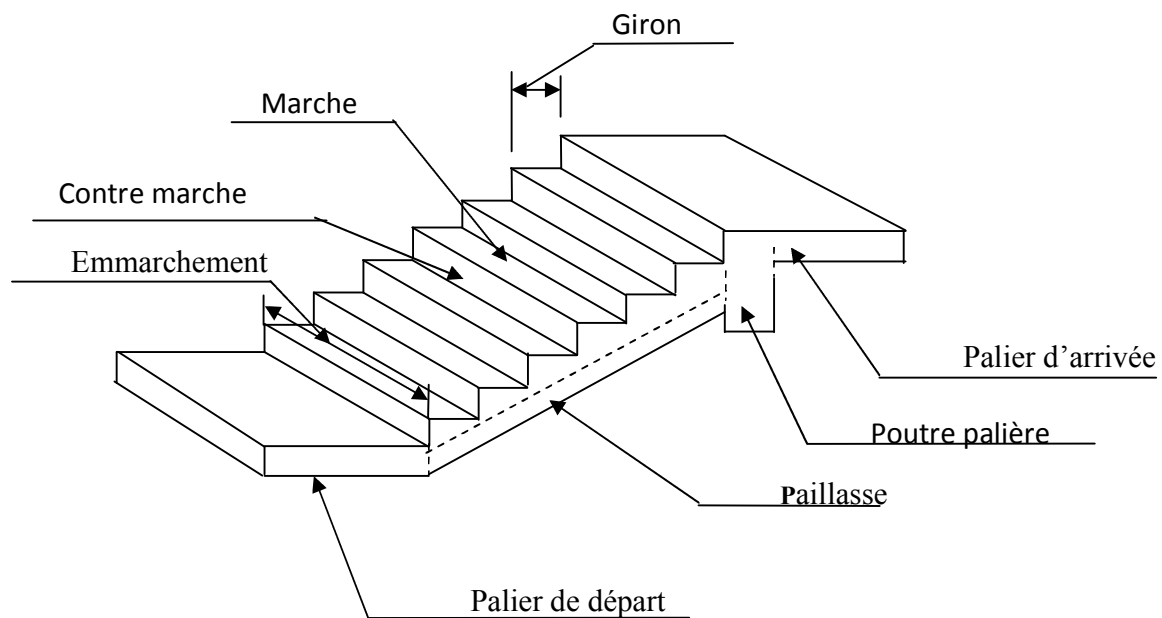


figure.III.3.1. : coupe verticale de l'escalier.

- **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 l_m .

- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque

Nous avons deux volées différentes :

- La volée du 1^{er} étage d'une hauteur **H = 1.20m**
- Une volée du 2^{ème} étage jusqu'au 7^{ème} d'une hauteur **H = 1.53m**

NB : Pour nos calculs, on prend la volée du 2^{ème} étage comme exemple.

III-3.2 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante : **$0.59m \leq g + 2h \leq 0.66m$** .

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 s'il y a nécessité.

Avec :

h : hauteur de la contre marche, avec : **$14cm \leq h \leq 18cm$**

g : largeur de la marche, avec : **$28cm \leq g \leq 30cm$**

- **Nombre de contre marches (n)**

On opte pour une hauteur de marche **h = 17 cm**

- Du 2^{ème} étage jusqu'au 7^{ème} : $n' = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$ marches.

-10 contre marche

Emmarchement

E = 1.20 m.

III.3.3. Étude de la volée d'étage courant

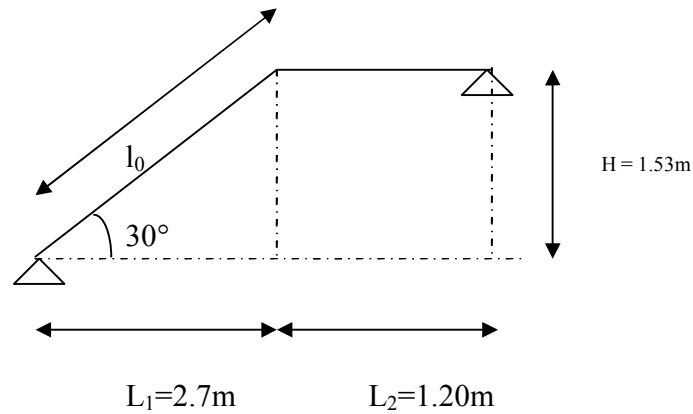


figure.III.3.2. : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{9} = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59\text{ cm} \leq g + 2h = 64 \leq 66\text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $H=1.53\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 0.3 \times 9 = 2.7\text{m}$

→ $\alpha = 30^\circ$

III.3.3.1. Calcul de la longueur de la volée

$$l_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2 = \frac{2.70}{\cos 30^\circ} + 1.2 = 4.32\text{m}$$

III.3.3.2.Épaisseur de la paillasse

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20} \longrightarrow \frac{432}{30} \leq e_p \leq \frac{432}{20}$$

$$14.44\text{cm} \leq e_p \leq 21.6\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 20\text{cm}$.

➤ **Détermination des sollicitations de calcul**

– **Détermination des charges et surcharges**

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse le calcul s’effectuera pour une bande de (1m) d’embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Les charges permanentes

– **Le palier**

Elément	Poids (KN/m)
Poids propre de la dalle	0.20x25X1=5
Revêtement carrelage	22x0.022X1=0.484
Mortier e de pose	22x0.02X1=0.44
Couche de sable	18x0.02X1=0.36
Enduit de ciment	22x0.015X1=0.33
	6.62

Tableau.III.3.1. : Charge totale du palier.

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

– La volée

Elément	Poids (KN/m)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.2}{\cos 32.20} \times 1 = 5.90$
Revêtement carrelage	$22 \times 0.022 \times 1 = 0.484$
Poids de garde corps	0.2
Poids de la marche	$\frac{25 \times 0.2}{2} \times 1 = 2.5$
Enduit ciment	$22 \times 0.15 \times 1 = 0.33$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Couche de sable	$18 \times 0.02 \times 1 = 0.36$
	10.22

Tableau.III.3.2. : Charge totale de la volée.

b. Charge d'exploitation

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

– la charge concentrée

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.06 - 0.25) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.16\text{KN/ml}$$

Combinaison des charges

$$\text{ELU: } q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_{u1} = (1.35 \times 6.62 + 1.5 \times 2.5) = 12.69\text{KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{u2} = (1.35 \times 10.22 + 1.5 \times 2.5) = 17.55 \text{ KN / ml.}$$

ELS: $q_s = (G + Q)$.

Palier : $q_{s1} = (6.62 + 2.5) = 9.12 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{s2} = (10.22 + 2.5) = 12.72 \text{ KN / ml}$.

III.3.4. Calcul des moments et efforts tranchant à l'ELU

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2.4 \text{ m}$.

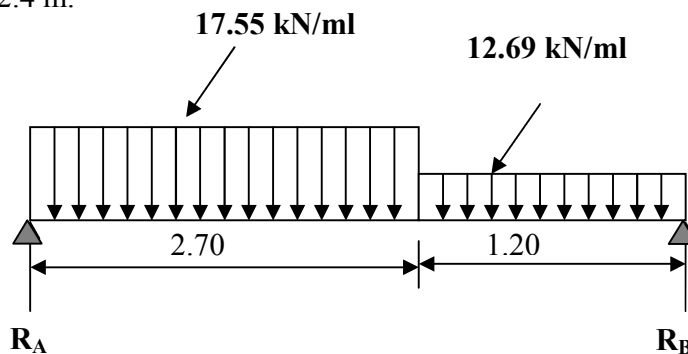


figure.III.3.3. : Diagramme de chargement de la paillasse

- Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (17.55 \times 2.7) + (12.69 \times 1.2)$$

$$R_A + R_B = 62.62 \text{ KN avec } R_A = 33.33 \text{ KN et } R_B = 29.29 \text{ KN}$$

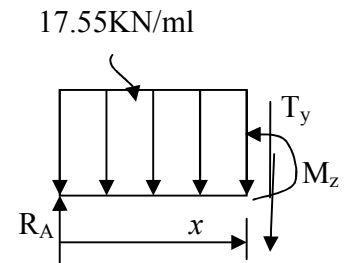
- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Avec la méthode classique de la RDM on a les résultats suivants :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$:

$$T_y = -17.55x + 33.33 \quad \begin{cases} T_y = 33.33\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -14.06\text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

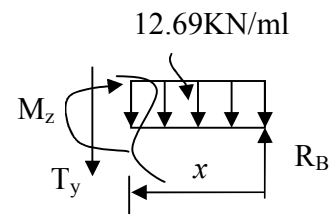
$$M_z = -17.55 \frac{x^2}{2} + 33.33x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26.02\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$

$$T_y = 12.69x - 29.29 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -29.29\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -14.06\text{KN} & \text{pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -6.345x^2 + 29.29x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26.02\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17.55x + 33.33 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.90\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.52\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -17.55 \frac{(1.90)^2}{2} + 33.33(1.90)$$

$$M_z^{max} = 31.64\text{KN.m}$$

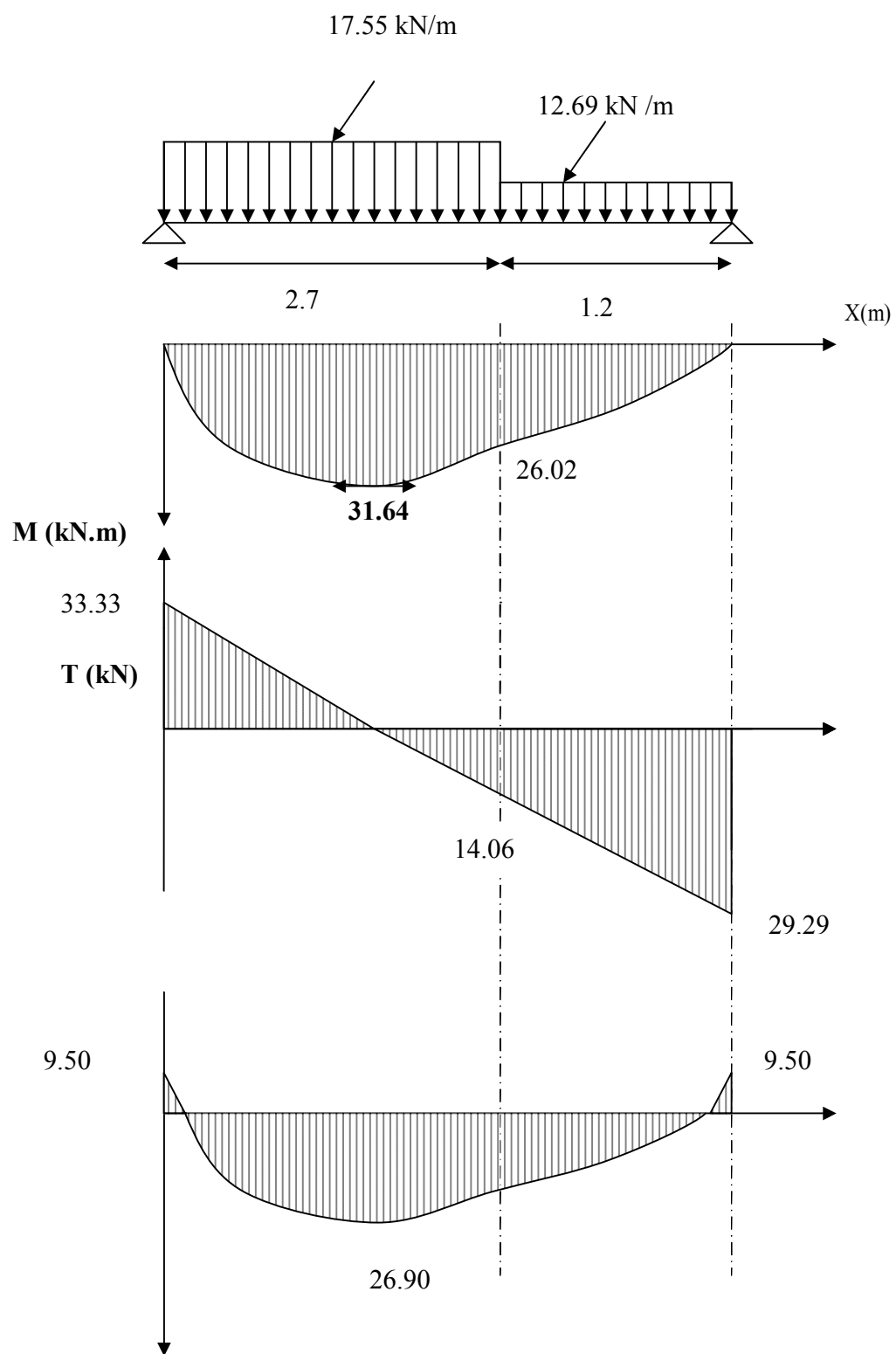
En tenant compte du semi-encastrement, on prend

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -9.50 \text{KN.m}$

- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 26.90 \text{KN.m}$



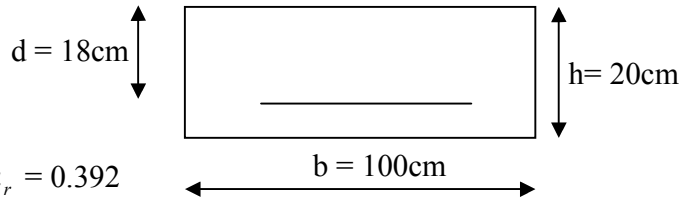
-Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ **Armatures principales**

- Aux appuis

$$M_u = 9.50 \text{KN.m}$$



$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9500}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu_r = 0.392$$

⇒ **S.S.A**

$$\mu_a = 0.020 \Rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9500}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.53 \text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA12 (A_a = 4.52cm²)** avec un espacement de **S_t = 25cm**.

- En travées

$$M_t = 26.90 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26900}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_r = 0.392$$

⇒ **S.S.A**

$$\mu_a = 0.058 \Rightarrow \beta_u = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{26900}{0.970 \times 18 \times 348} = 4.42 \text{cm}^2$$

On opte pour : **6HA12 (A_t = 6.78cm²)** avec un espacement de **S_t = 15cm**

➤ Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10** ($A_{rt} = 3.14\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.5.Vérification à l'ELU**➤ Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.173\text{cm}^2$

- En travées : $A_t = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.173\text{cm}^2$

La condition est vérifiée

➤ Espacement des barres**- Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$ }
 - En travées : $e = 15\text{cm}$ } $< \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$

- Armatures de répartition

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$ }
 - En travées : $e = 25\text{cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$

➤ Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1)

$$T_{u \max} = 33.33 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{33330}{1000 \times 180} = 0.185 \text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.185 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ Justification des sections d'appuis (BAEL 91, Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{33330}{348 \times 100} = 0.957 \text{m}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{cm}^2 > 0.957 \text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33330}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 0.910 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.910 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Ancrage des barres (ART-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1.5$$

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

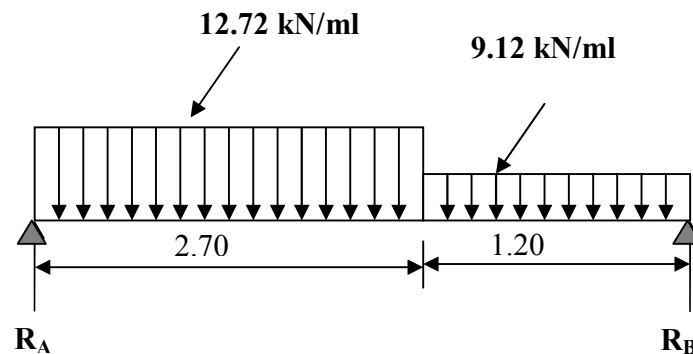
Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 16.90 \text{ cm}$$

III.3.6. Calcul à l'état limite de service (ELS)

$$q_s \text{ volée} = 12.72 \text{ kN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 9.12 \text{ kN/ml}$$



– Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (12.72 \times 2.7) + (9.12 \times 1.2)$$

$$R_A + R_B = 45.30 \text{ kN}$$

Avec :

$$R_a = 24.14 \text{ kN}$$

$$R_b = 21.15 \text{ kN}$$

Chapitre III :

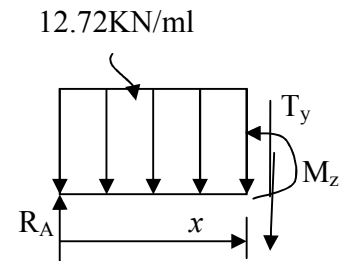
calcul des éléments non structuraux

– Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Avec la méthode classique de la RDM on a les résultats suivants :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$

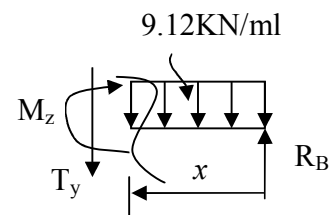
$$T_y = -12.72x + 24.14 \quad \begin{cases} T_y = 24.14\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10.20\text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -12.72 \frac{x^2}{2} + 24.14x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18.81\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

➤ 2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$

$$T_y = 9.12x - 21.15 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -21.15\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10.20\text{KN} & \text{pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -4.56x^2 + 21.15x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18.81\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.72x + 24.14 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.90\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.90\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -12.72 \frac{(1.90)^2}{2} + 24.17(1.90)$$

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

$$M_z^{max} = 22.96 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.89 \text{KN.m}$

- **En travées :** $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 19.52 \text{KN.m}$

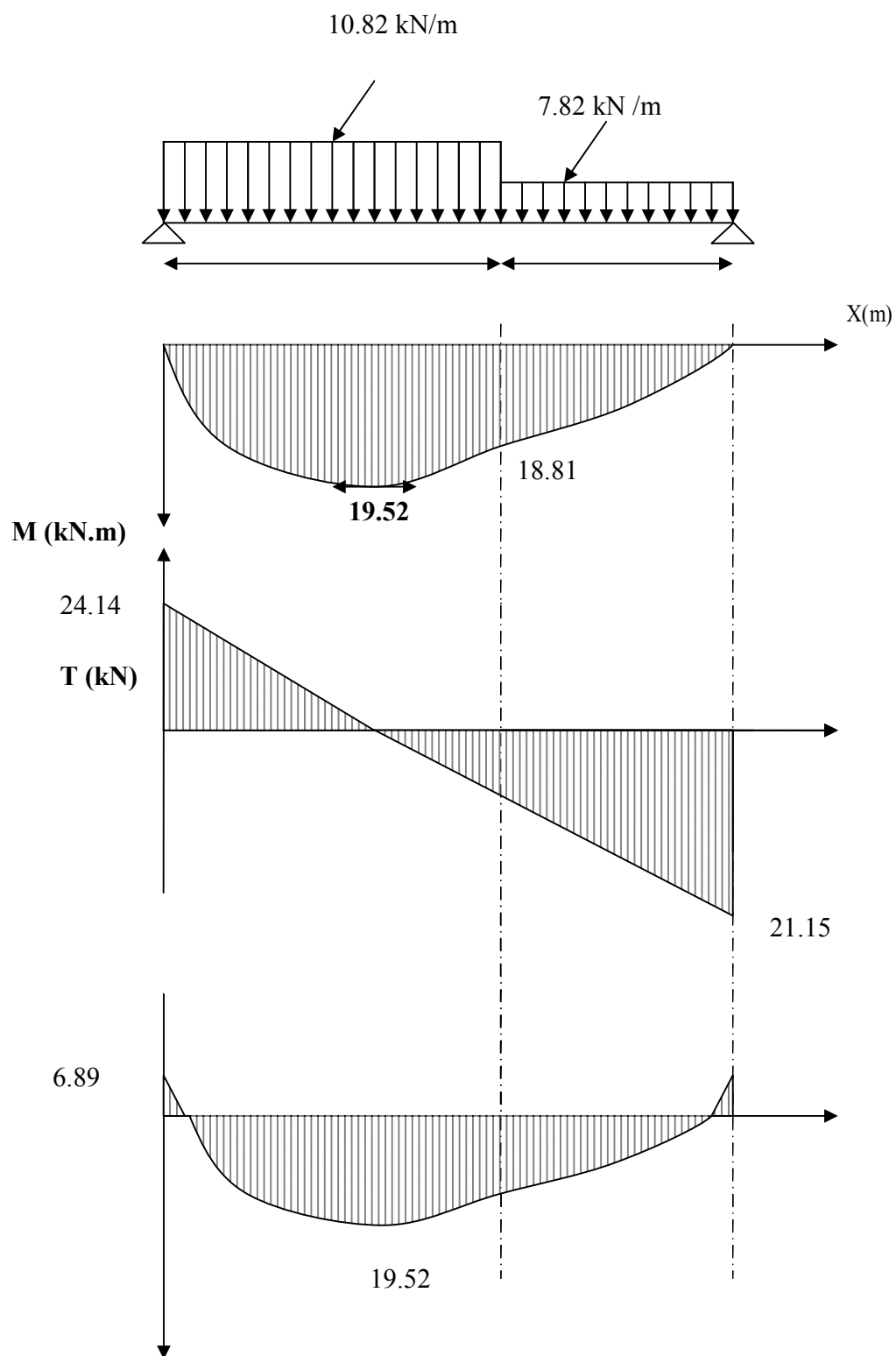


figure.III.3.4. : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

III.3.7. à l'ELS

➤ **Ferrailage**

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

– **Armatures longitudinales**

• **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{6890}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_a = 0.014 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.014 \longrightarrow \beta_1 = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6890}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.11 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} < 4.52 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{19520}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{1t} = 0.0420 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.0420 \longrightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{19520}{0.979 \times 18 \times 348} = 3.18 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 6.78 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$M_t = 0.85M_z^{\max} = 0.85 \times 22.96 = 19.52 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{678}{100 \times 18} = 0.379$$

$$\rho_1 = 0.379 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \quad \alpha_1 = 0.285 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.285}{15(1-0.285)} = 0.027$$

$$\alpha_1 = 0.027 \Rightarrow K = 0.027$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19.52 \times 10^6}{678 \times 0.905 \times 180} = 176.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.027 \times 176.74 = 4.77 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Aux appuis :** $A_a = 4.5 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3M_z^{\max} = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.253$$

$$\rho_1 = 0.253 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \quad \text{et} \quad \alpha_1 = 0.240 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.240}{15(1-0.240)} = 0.021$$

$$\alpha_1 = 0.240 \Rightarrow K = 0.021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6890 \times 10^3}{452 \times 0.920 \times 180} = 92.05 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 La condition est vérifiée.

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,021 \times 92,05 = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : les conditions sont vérifiées donc les armatures adoptée a L'ELU sont suffisantes

➤ Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{3,9} = 0,051 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,16}{3,60} = 0,045 < \frac{19,52}{10 \times 22,96} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

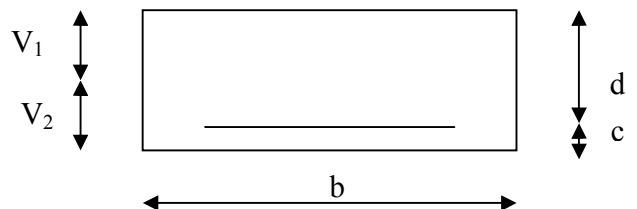
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3900}{500} = 7,8 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ M Pa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 6.78} = 9.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.32 = 8.68 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(9.32^3 + 8.68^3 \right) + 15 \times 6.78 (8.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 53322.42 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0.0038$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0038} = 0.22$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.46$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 53166.8}{1 + 1.85 \times 0.592} = 53264.31 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 53264.31 \text{ cm}^4$$

Chapitre III :

calcul des éléments non structuraux

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

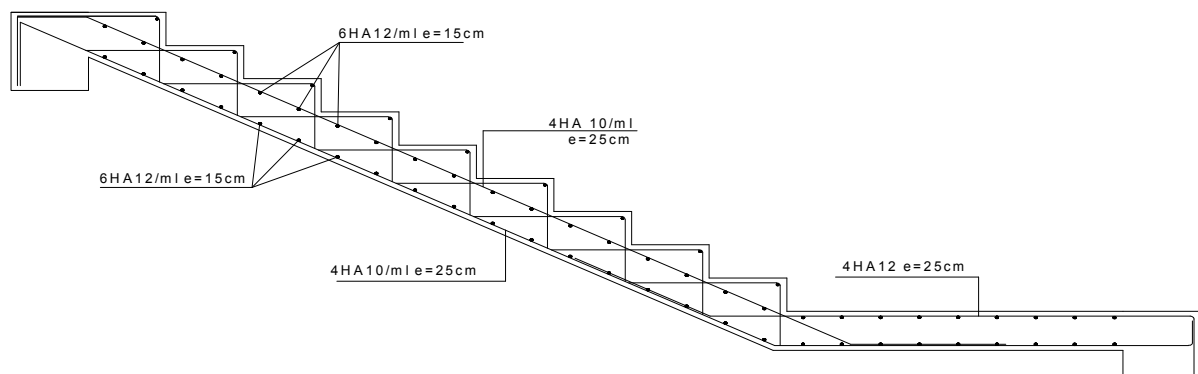
$$f = \frac{19.52 \times 10^6 \times 3900^2}{10 \times 32164.2 \times 53264.31 \times 10^4} = 1.73 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 7.8\text{m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91/ Art A.5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

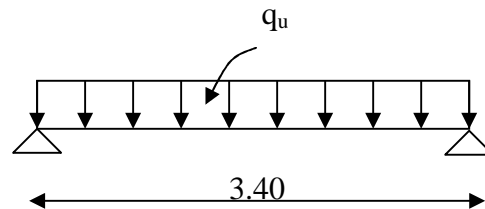
Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.



Ferrailage de l'escalier

III.4. Calcul de la poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles. Dans notre projet sa portée est de 3.00m.



III.4.1. pré dimensionnement

➤ Hauteur de la poutre

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

L : portée maximale entre nu d'appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \longrightarrow 22.66\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)** On opte pour **h = 30cm**

➤ La largeur

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

b : largeur de la poutre palière

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

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On opte pour **b = 20cm**

➤ Vérification relative aux exigences du RPA 99 (art 7.5.1.page57)

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{30}{20} = 1.5\text{cm} < 4$$

Les conditions de RPA99 sont vérifiées donc la poutre aura pour dimension (bxh)= (20x30)

III.4.2. Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,20 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur : $2.51 \times 2.36 = 5.92 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $T_U = 29.29 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS: $T_S = 21.15 \text{ KN/ml}$

III.4.3. Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times (1.5 + 5.92) + \frac{(2 \times 29.29)}{3.4}$$

$$q_u = 27.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = (1.5 + 5.92) + \frac{(2 \times 21.15)}{3.40}$$

$$q_s = 21.32 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Calcul des efforts à l'ELU

Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.24 \times 3.40^2}{8} = 39.36 \text{ KN.m}$$

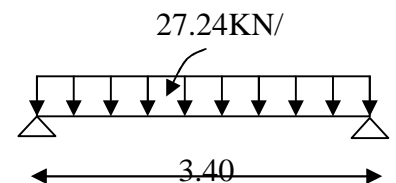


Fig. III.4.2 schéma statique

Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.24 \times 3.40}{2} = 46.31 \text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\textit{Sur appui} : M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 39.36 = -11.81 \text{KN.m}$$

$$\textit{En travée} : M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 39.36 = 33.46 \text{KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

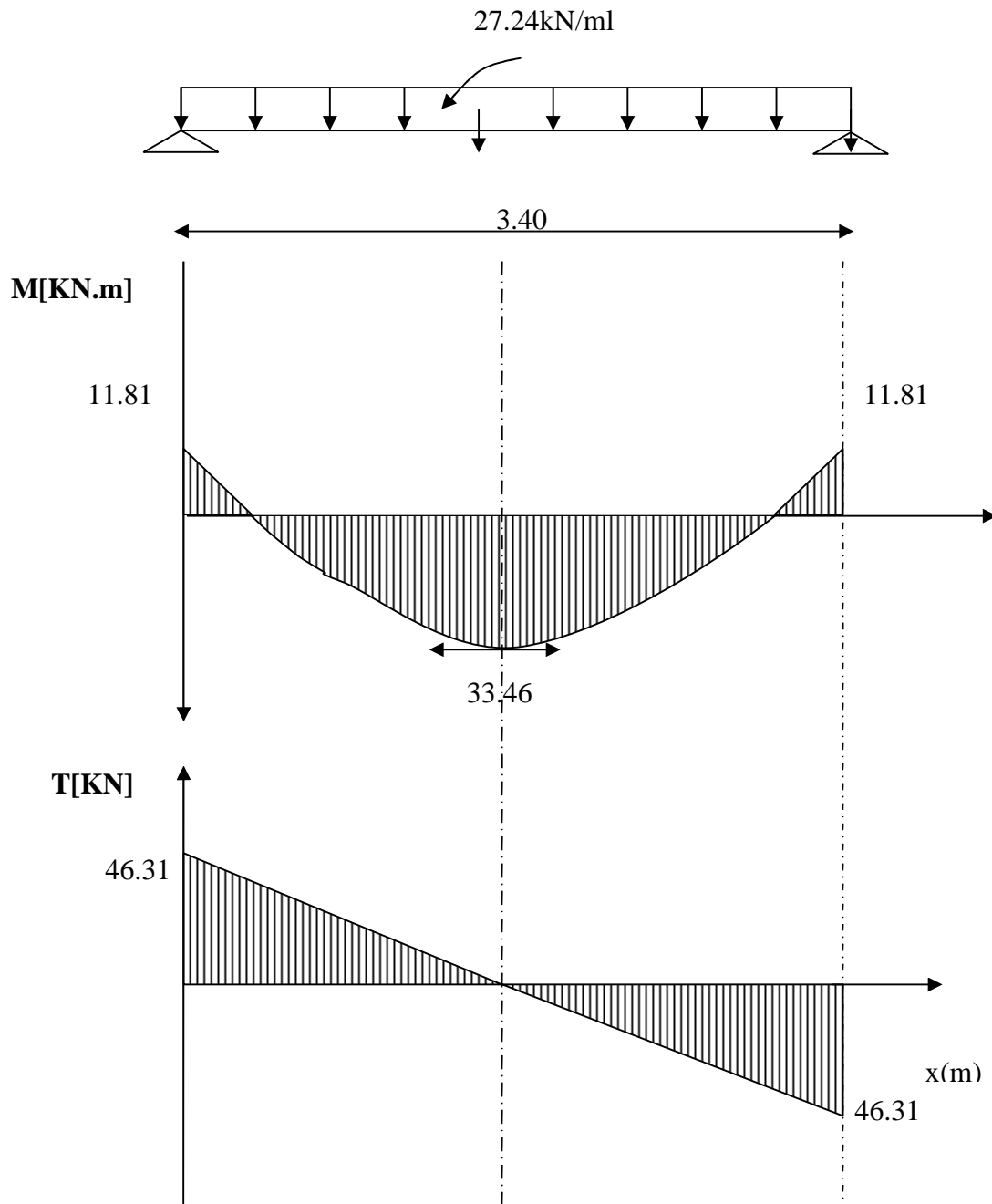


Diagramme du moment et de l'effort tranchant

III.4.5. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $\mathbf{Ma_{max} = 11.81 Kn.m}$
- $\mathbf{Mt_{max} = 33.46 Kn.m}$
- **En travée :**

Le moment max en travée est : $\mathbf{Mt_{max} = 33.46 Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.46 \times 10^5}{20 \times 28^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.150 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.150 \Rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33.46 \times 10^5}{0.918 \times 28 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Soit : $\mathbf{3 HA14 = 4,62 \text{ cm}^2}$.

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis est : $\mathbf{Ma_{max} = 10.19 Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.81 \times 10^5}{20 \times 28^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0,054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.81 \times 10^5}{0,972 \times 28 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $\mathbf{3 HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$.

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_s \text{ totale} = 3HA12 + 3HA14 = \mathbf{8.01 \text{ cm}^2} > 0.005 \times b \times h = \mathbf{3 \text{ cm}^2} \dots \dots CV$$

III.4.6. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{cm}^2 \geq 1.15 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.35 \text{cm}^2 > 1.25 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

• **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art5.2.2)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{MPa}, 4 \text{MPa} \} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{39.95 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.71 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [A.6.1.3 BAEL 91]**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(3 \times 10) = 94.20 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.31 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.20} = 1.95 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

➤ *Ancrage des barres aux appuis [A.6.1.23 BAEL 91]*

-La longueur de scellement droit est

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 1.95} = 512.82 \text{ mm} = 51.82 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 55 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est **$0.4L_s = 0.4 \times 55 = 22 \text{ cm}$**

Soit un crochet de **22cm**.

➤ *Diamètre des armatures transversales [A.7.2, 2 BAEL 91]*

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(14, 20, 8.57) = 8.57 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\varnothing 8$

Donc on adopte $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (1 cadre + 1 étrier) $\varnothing 8$

➤ *Espacement des barres Art 7.5.2.2/RPA99*

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi\right) = \min(7.5, 16.8) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7.5 \text{ cm}$$

- **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm,}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$

III.4.7. Calcul a L'ELS

-Calcul des efforts internes

$$q_s = 21.32 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant

$$T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{21.32 \times 3.40}{2} = 36.24 \text{KN}$$

➤ Moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{21.32 \times (3.40)^2}{8} = 30.80 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -9.24 \text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 26.18 \text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS

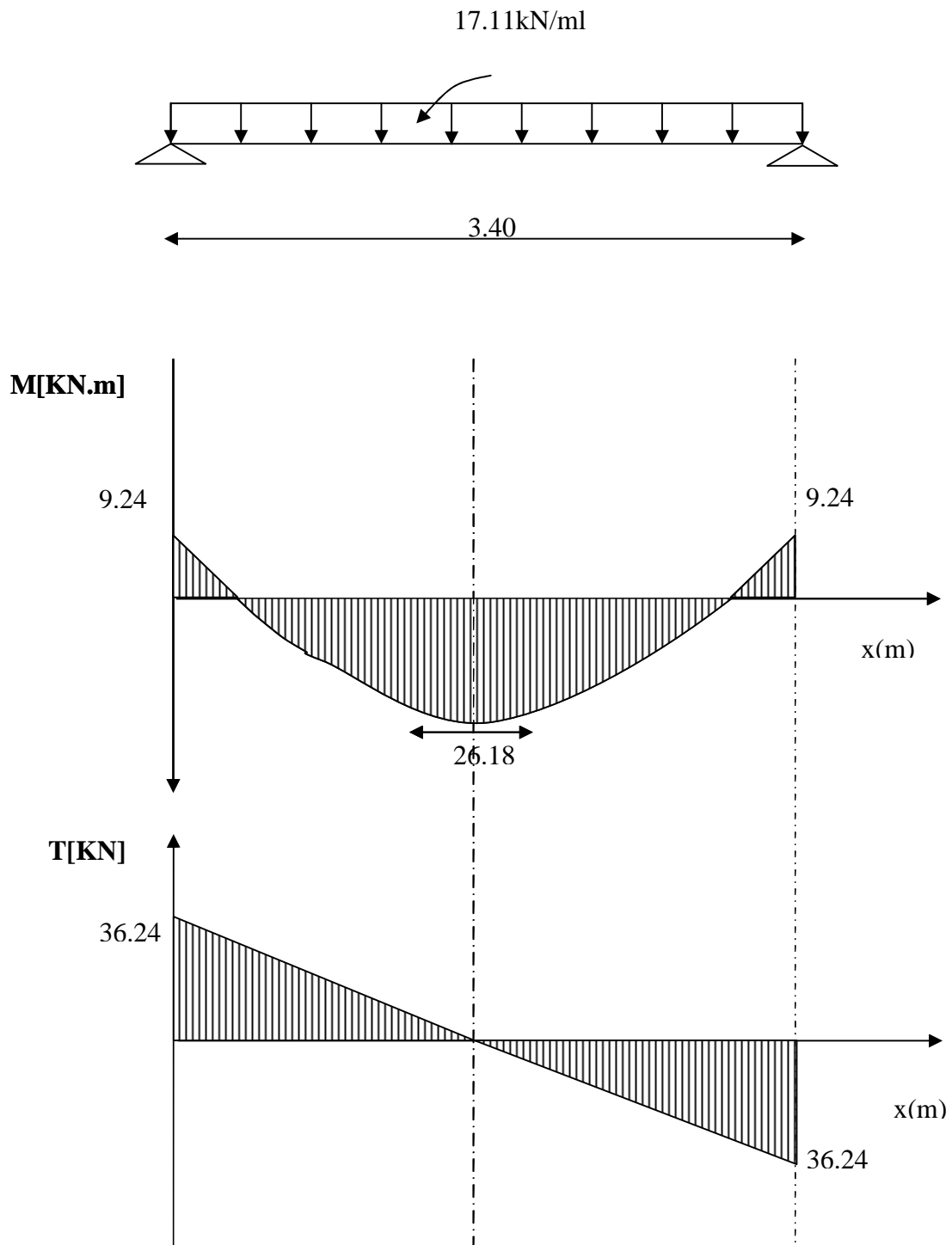


Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

III.4.7.2. Vérification à L'ELS

➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers (A.4.5.2 BAEL 91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.831 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 23.46 \\ \beta_1 = 0.870 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{26.18 \times 10^6}{0.870 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 232.62\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 9.91\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.606 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 28.48 \\ \beta_1 = 0.885 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9.24 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 110\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 3.86\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{26.18}{10(30.8)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.62}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.0083 < \frac{4.62}{400} = 0.01155 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

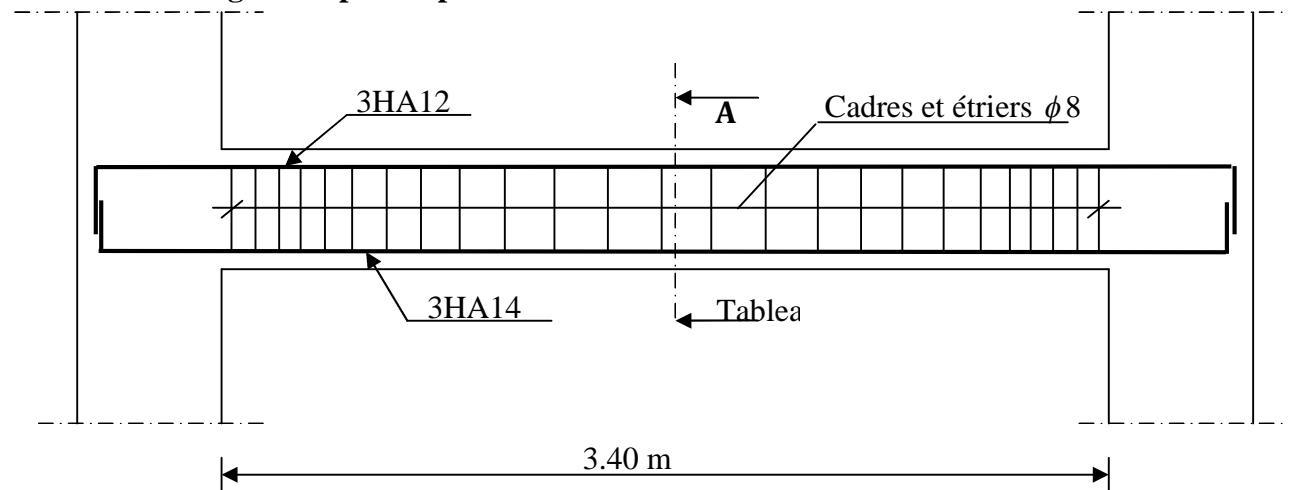
Armatures longitudinales

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

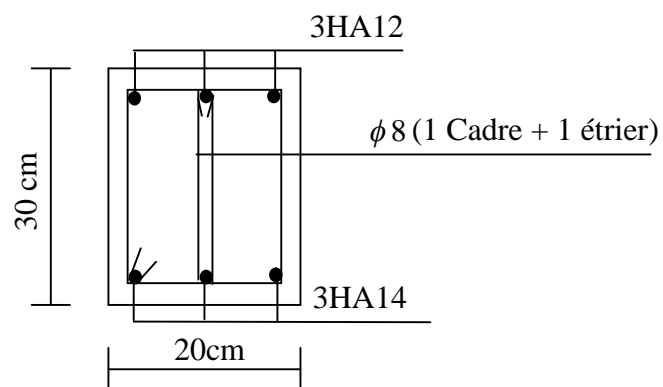
Armatures transversales

- 1cadre et 1 étrier en HA8

Plan de ferrailage de la poutre palière



Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III.5. Etude de la salle machine

III.5.1 Introduction

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimension $(1.650 ; 1.75) \text{ m}^2$ repose sur quatre cotés, pouvant charger 8 personnes de 6.3KN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes, et de vitesse d'entraînement $V= 1\text{m/s}$.

III.5.2 Dimensionnement

– *Epaisseur de la dalle*

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5\text{cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de **12cm** selon le RPA 2003 :

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

– *Calcul du panneau à l' E L U*

➤ *Calcul des efforts*

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

-*Principe de la méthode*

Soit l_x et l_y les distances mesurées entre nœuds d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

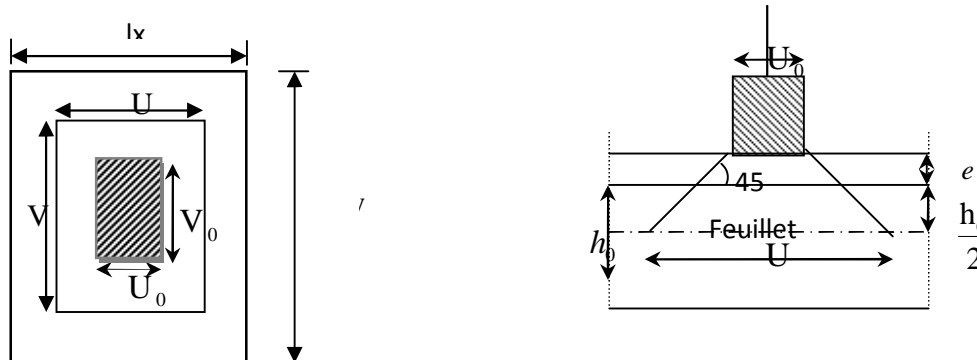


figure.III.5.1. : Les moments des charges locales

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{165}{175} = 0.943 \Rightarrow \rho = \mathbf{0.943}$$

$0.4 \leq \rho = \mathbf{0.943} \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{ht}{2} \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\xi \cdot e + \frac{ht}{2} \right) \end{cases}$$

Avec :

$H_t = \mathbf{15cm}$: épaisseur de la dalle.

$e = \mathbf{5cm}$: revêtement de la dalle

$\xi = \mathbf{1}$: Coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton.

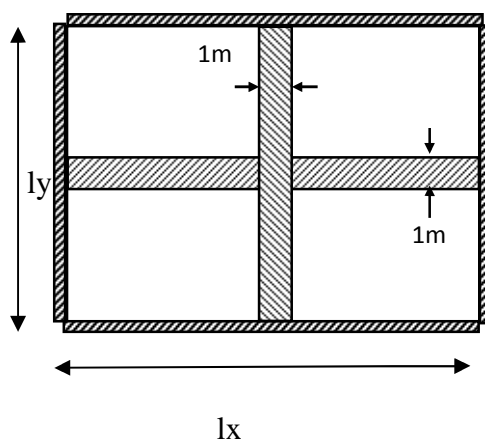
U_0, V_0 : Cotés de rectangle dans lequel la charge concentrée.

$$U_0 = V_0 = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 2 \left(5 + \frac{15}{2} \right) = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \left(5 + \frac{15}{2} \right) = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à l_x et l_y

Détermination des sollicitations



• à l'ELU

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$ (charge concentrée du système de levage).

$P_u = 121.5 \text{ KN}$

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie).

$q_u = 6.56 \text{ KN}$

• à l'ELS :

$P_s = P = 90 \text{ KN}$

$Q_s = G+Q + 5+1 = 6\text{KN}$

$Q_s = 6\text{KN}$

➤ *Calcul des moments*

– *Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage*

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients donnés par les abaques **PIGEAUD** en fonction des rapports,

(U / L_x) et (V / L_y) .

ν : Coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0.943$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{165} = 0.64 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mathbf{M_1 = 0,077} \\ \mathbf{M_2 = 0,062} \end{cases}$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{175} = 0,6 \quad \Rightarrow$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2) = 0.077 \times 121.5 \Rightarrow \mathbf{M_{x1} = 9.35 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v M_1) = 0.062 \times 121.5 \Rightarrow \mathbf{M_{y1} = 7.53 \text{ KN.m}}$$

– *Calcul des moments M_{x2} M_{y2} du au poids propre de la dalle*

$$\begin{cases} \mathbf{M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2} \\ \mathbf{M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}} \end{cases}$$

$$\rho = 0.909 ; v = 0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mathbf{\mu_x = 0,0458} \\ \mathbf{\mu_y = 0,778} \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6.56 \times (1,65)^2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mathbf{M_{x2} = 0,707 \text{ KN. m}} \\ \mathbf{M_{y2} = 0,526 \text{ KN. m}} \end{cases}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,676 \quad \Rightarrow$$

– *Superposition des moments agissant au centre du panneau*

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.35 + 0.676 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mathbf{M_x = 10.03 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_y = 7.88 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.35 + 0.526 \quad \Rightarrow$$

Remarque

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

III.5.3 Ferrailage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

- Sens X-X

- Aux appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.33 \Rightarrow M_a^x = 3.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.1 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.006 \square \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.1 \times 10^6}{0.997 \times 180 \times 348} = 0.496 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_a = 0.496 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm

- En travée

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.33 \Rightarrow M_t^x = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.78 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.019 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.78 \times 10^6}{0.991 \times 180 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² avec St = 25cm

- Sens Y-Y

- Aux appuis

$$M_a^y = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.33 \Rightarrow M_a^y = 3.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.1 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.006 \square \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.1 \times 10^6}{0.997 \times 180 \times 348} = 0.496 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_a = \mathbf{0.496 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 25cm**

➤ *En travée*

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.88 \Rightarrow M_t^y = \mathbf{6.70 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.70 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = \mathbf{0.993}$$

$$A_t = \frac{M_t^y}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.7 \times 10^6}{0.993 \times 180 \times 348} = 1.078 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = \mathbf{1.078 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 25cm**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A calculé (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
Sur appuis	X-X	3.1	0.006	0.997	0.496	4HA10=3.14	25 cm
	Y-Y	3.1	0.006	0.997	0.496	4HA10=3.14	25 cm
En travée	X-X	8.78	0.019	0.991	1.41	4HA12=4.52	25cm
	Y-Y	6.7	0.014	0.993	1.078	4HA10=3.14	25 cm

Tableau.III.5.1. Résumé des résultats

III.5.4 Vérifications

a. Condition de non fragilité : (Art B.7.4/BAEL 91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque section ($\rho_0 = 0.0008$ / acier FeE400)

$$\rho = 0.943$$

- Sens X-X

- Aux appuis

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0.943}{2} \right)$$

$$A_{\min} = 1.23 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0.943}{2} \right)$$

$$A_{\min} = 1.23 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y

- Aux appuis

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0.943}{2} \right)$$

$$A_{\min} = 1.23 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0.943}{2} \right)$$

$$A_{\min} = 1.23 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Diamètre minimal des barres : (Art A-7.21/ BAEL 91)

On doit vérifier : $\varnothing_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}$.

$$\varnothing_{\max} = 12\text{mm} \leq 15\text{mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égale à la :

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- Armatures $A_y \perp L_y$: $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

d. Vérification au poinçonnement : (Art : A.5.2.42/ BAEL 91)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma}$$

Avec : q_u : la charge calculée à l'E L U

μ_c : périmètre du contour

h : épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2\text{ m}$$

$$q_u = 121.5\text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5\text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U=V$, donc :

-Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P}{(2u + v)}$$

$$V_u = \frac{90}{2 \times (1,05 + 1,05)} = 28,57 \text{ KN.}$$

-Au milieu de V

$$V_u = \frac{P}{3U}$$

$$V_u = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,158 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,158 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.5 Vérification à l'E L S

➤ Calcul des moments

– Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1) \end{cases}$$

$$v = 0,2 \quad ; \quad \rho = 0,909$$

D'où : $M_1 = 0,077$ et $M_2 = 0,062$ (table de PIGEAUD)

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) = 90(0,077 + 0,2 \times 0,062) \Rightarrow M_{x1} = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1) = 90(0,062 + 0,2 \times 0,077) \Rightarrow M_{y1} = 6,97 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments M_{x2} M_{y2} du au poids propre de la dalle

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0.909 ; \nu = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{x2} = 0,0529 \times 4.75 \times (1,65)^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,846 \times 0,68 \Rightarrow M_{y2} = 0.575 \text{ KN.m}$$

– *Superposition des moments agissant au centre du panneau*

$$\begin{aligned} M_x &= M_{x1} + M_{x2} = 8.05 + 0.68 \Rightarrow \begin{cases} M_x = 8.73 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.55 \text{ KN.m} \end{cases} \\ M_y &= M_{y1} + M_{y2} = 6.97 + 0.575 \Rightarrow \end{aligned}$$

• *Sens X-X*

➤ *Aux appuis*

$$M_a^x = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 8.73 \Rightarrow M_a^x = 2.62 \text{ KN.m}$$

➤ *En travée*

$$M_t^y = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.73 \Rightarrow M_t^y = 7.42 \text{ KN.m}$$

• *Sens Y-Y*

➤ *Aux appuis*

$$M_a^y = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.55 \Rightarrow M_a^y = 2.27 \text{ KN.m}$$

➤ *En travée*

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.55 \Rightarrow M_t^y = 6.42 \text{ KN.m}$$

– **Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- *Sens X-X*

- *Aux appuis*

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.1}{2.58} \Rightarrow \gamma = 1.20$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *En travée*

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.78}{7.32} \Rightarrow \gamma = 1.20$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *Sens Y-Y*

- *Aux appuis*

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.1}{2.24} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- *En travée*

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.70}{6.33} \Rightarrow \gamma = 1.06$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 > 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les trois conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la vérification de la contrainte de compression de béton.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 99 /Art 4.5.32)**

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche**

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

h_t : hauteur de la dalle.

M_{tx} : moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x .

M_x : moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m.

A_x : section d'armatures par une bande de largeur égale à 1m.

d : la hauteur utile de la bande.

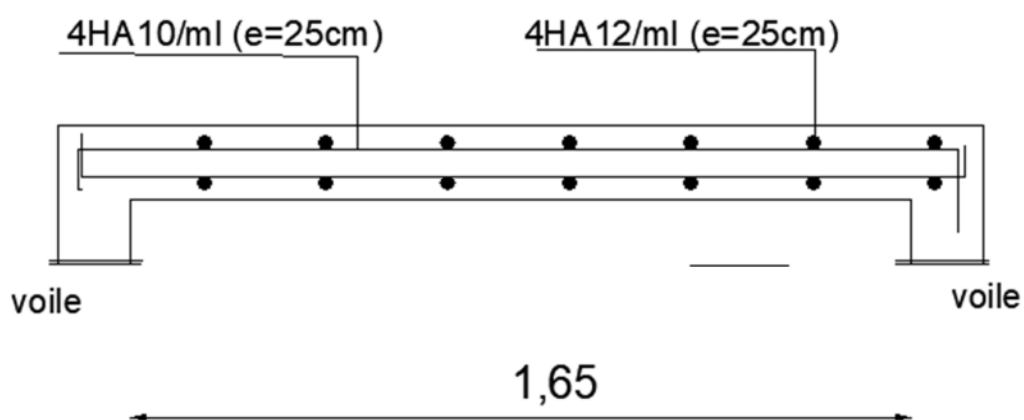
b : la largeur de la bande égale à 1m.

$$\frac{h_t}{L_x} = \frac{15}{165} = 0.09 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{8.78}{20 \times 10.33} = 0.042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00241 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine

Sens X-X



Sens Y-Y

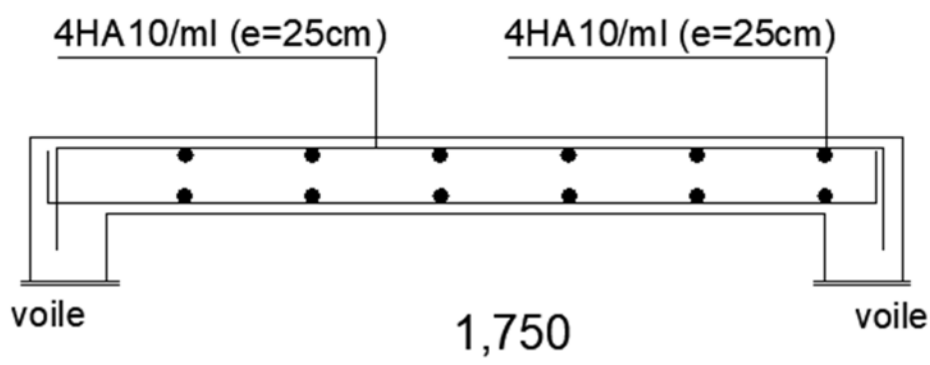


figure.III.5.2. Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine

III.6 Calcul des balcons

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps de hauteur $h=1.10$ m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur du balcon (L max = 160cm).

$$\Rightarrow ep \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20\text{cm}$.

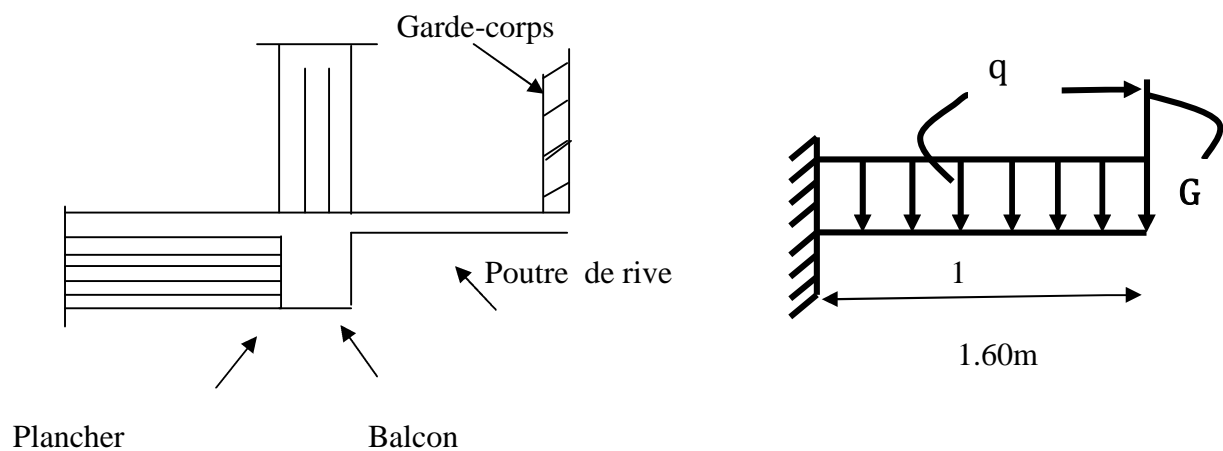


figure.III.6.1. : Schéma statique du balcon.

➤ On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III-6-1 Détermination des charges et surcharges :

➤ charges permanentes :

Eléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges permanentes (KN/m^2)
Dalle pleine ($e_p=0.2m$)	Carrelage	0.02	22	0.44
	Mortier de pose	0.03	22	0.66
Revêtements	Couche de sable	0.025	18	0.45
	Enduit en plâtre	0.15	25	3.75
	Ciment	0.02	20	0.4
Somme (G)				5.7

Tableau.III-6-1 Charges permanentes du balcon

➤ **Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

$p_{\text{mur}} = \text{poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment}, (e_p = 2\text{cm})).$

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0.1\text{m}$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2\text{cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau.III-6-2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

➤ **Surcharge d'exploitation**

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

➤ **Charge due à la main courante**

$$q = 1 \text{ KN /m}^2 .$$

III.6.3. Combinaisons de charges :

III.6.3.1. Combinaisons de charges à l'ELU

– **La dalle**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.7) + (1.5 \times 3.5) = 12,945 \text{ KN/ml.}$$

– **Le garde-corps**

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN /ml.}$$

– **La main courante**

$$q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml.}$$

III.6.3.2. Combinaisons de charges à l'ELS

– **La dalle**

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.7 + 3.5) \times 1 = 9.20 \text{ KN/ml.}$$

– Le garde-corps

$$q_{s2} = g \times 1\text{m} = 1.62 \text{ KN/ml}$$

– La main courante

$$q_{s3} = q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN/ml}$$

III.6.4. Calcul des moments fléchissant :**III.6.4.1. Calcul des moments fléchissant à l'ELU**

- Le moment provoqué par q_{u1}

$$.Mq_{u1} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12.945 \times 1.6^2}{2} = 16.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Le moment provoqué par q_{u2}

$$.Mq_{u2} = q_{u2} \times l = 2.187 \times 1.6 = 3.054 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Le moment total

$$M_U = Mq_{u1} + Mq_{u2} = 16.57 + 3.054 = 20.074 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.6.4.2 Calcul des moments fléchissant à l'ELS

- Le moment provoqué par q_{s1}

$$.Mq_{s1} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9.2 \times 1.6^2}{2} = 11.776 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Le moment provoqué par q_{s2}

$$.Mq_{s2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.6 = 2.592 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Le moment total

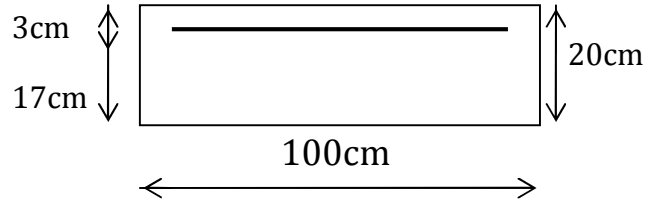
$$M_s = Mq_{s1} + Mq_{s2} = 11.776 + 2.592 = 14.368 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.6.5.Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

– Armatures principales

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



$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20.074 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392$$

➡ Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{b d \sigma_{st}} = \frac{20.074 \times 10^3}{0.975 \times 17 \times 348} = 3.48 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

Donc : On adopte : **4HA12 = 5.52cm²** avec **S_t = 25 cm.**

– Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8 = 32.01cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.6.5.1.Vérifications à l'ELU

➤ Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

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

$$= 12,945 \times 1,60 + 2,19 = 22.902 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \text{ (acier en HA).}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.90 \times 10}{0.9 \times 17 \times 15.072} = 0.993 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

➤ **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.902 \times 10}{100 \times 17} = 0.134 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_u = 22,902 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

➤ **Calcul de τ_{su}**

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.L_s** pour les aciers en H.A (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) .

Donc : $L_c = 0.4 L_s = 18 \text{cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

– **Armatures principales**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

– **Armatures de répartition**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié99)**

$$\bar{V}_u = 0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \frac{db}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{170 \times 1000}{1.15} = 1330.43 \text{ KN}$$

$$V_u = 22.902 \text{ KN} < 1330.43 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principale)**

$$A_s > \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{22.90 \times 10}{400 / 1.15} = 0.658 \text{ cm}^2 < 4.52 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6.Vérification à l'ELS

- **Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$.
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

- **Dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} .$$

Avec :

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 , 201,63 \right\} .$$

$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$.

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17} = 0.268$$

$$\rho_1 = 0,265 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,918 \quad ; \quad \alpha = 0,246 \quad ; \quad K_1 = 45,98$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_{st}}{\beta d A_{st}} = \frac{14.368 \times 10^3}{0.918 \times 17 \times 4.52} = 203.68 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

Conclusion

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \implies$ La condition n'est pas vérifiée.

Alors, Il faut calculer les armatures à L'ELS

➤ **détermination des armatures à L'ELS**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{14.368 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 201.63} = 0.002 < 0.392 \implies \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_s = 0.002 \implies \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{14.368 \times 10^3}{0.999 \times 170 \times 201.63 \times 10^2} = 4.195 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$ on adopte **4HA8** = $2.01 \text{ cm}^2 \implies S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Contrainte dans le béton**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{14.368 \times 10^6}{0.999 \times 170 \times 5.65 \times 10^2} = 149.707 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{st} \implies$ La condition est vérifiée

$$\text{On a : } k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{149.707}{45.98} = 3.26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \implies$ La condition est vérifiée

La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

➤ **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{160} = 0,125 > \frac{1}{22,5} = 0,044. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \Rightarrow \frac{20}{160} = 0,125 > \frac{14.368}{10 \times 20.074} = 0,071. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,005 < \frac{3,6}{400} = 0,009. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

❖ **Armature principales : 5HA12 avec e= 20cm.**

❖ **Armatures secondaire : 4HA8 avec e=25 cm.**

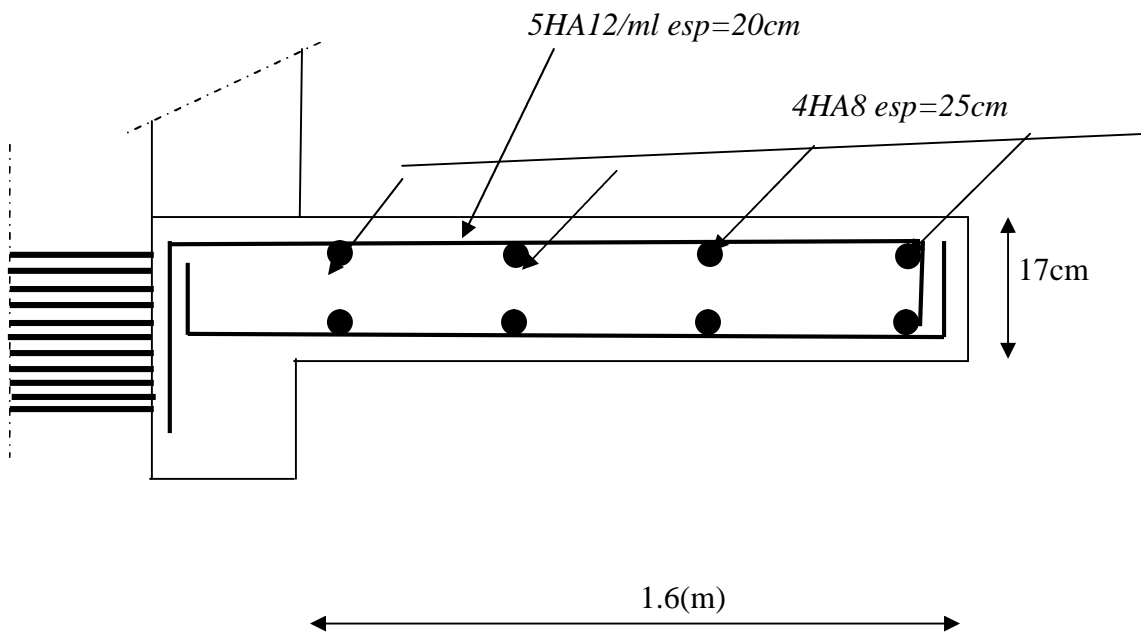


Figure.III.6.2. Plan de ferrailage du balcon

III.7 Calcul des portes a faux

III.7.1 Introduction

Le porte a faux en dalle pleine se calcul comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher ; le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur. Ses dimensions sont :

Largeur $l = 1.45\text{m}$

Longueur $L = 4.00\text{m}$

L'épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

avec L : largeur du porte a faux

$$e_p \geq \frac{145}{10} = 14.5\text{cm} \quad \text{ce qui donne : } e_p = 15\text{cm}$$

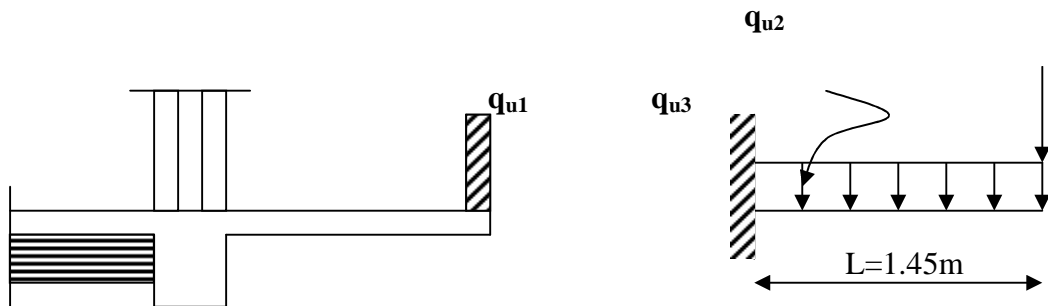


Figure III.7.1.: Schéma statique du porte a faux.

– Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon

a- Charges permanentes

Charge G due à la dalle en béton arme $G_1 = 5,59[\text{KN/ml}]$.

b- surcharge d'exploitation:..... $Q_1=1,5 [\text{KN/ml}]$.

c- charge concentrée

Poids propre du mur extérieur $G_2=5.92$ [KN/ml].

Charge due à la main courante $Q_2 = 1$ [KN/ml].

à L'ELU :

– **Combinaison des charges**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la dalle : $q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.59) + 1.5 (1.5) = 9.80$ KN/ml

Pour le garde corps: $q_{u2} = 1.35 \times G_2 = 1.35(5.92) = 8.00$ KN/ml

Pour la main courante : $q_{u3} = 1.5 \times Q_2 = 1.5(1) = 1.5$ KN/ml

– **Calcul des sollicitations**

L'effort normal : $N_u = q_{u3} = 1.5$ KN

L'effort tranchant : $V_u = q_{u2} + q_{u1} \times L = 8 + 9.80 \times 1.45 = 22.21$ KN.

Le moment fléchissant : $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times H$

$$M_u = 9.80 \times \frac{1.45^2}{2} + 8 \times 1.45 + 1.5 \times 2.86$$

$M_u = 26.20$ KN.m

Avec : **$H=2.86$ m** : hauteur du mur

à l'ELS :

– **Combinaison des charges**

Pour la dalle : $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.59 + 1.5 = 7.09$ KN/ml

Pour le mur : $q_{s2} = G_2 = 5.92 \frac{KN}{ml}$

Pour la main courante : $q_{s3} = 1$ KN/ml

– Calcul des sollicitations

L'effort normal : $N_s = q_s3 = 1 \text{ KN}$

Le moment fléchissant : $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times H$

$$M_s = \frac{7.09 \times 1.45^2}{2} + 5.92 \times 1.45 + 1 \times 2.86$$

$$M_s = 18.90 \text{ KNm}$$

III.7.2 Ferrailage

➤ Moment sollicitations

$$M_u = 26.20 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales

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

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

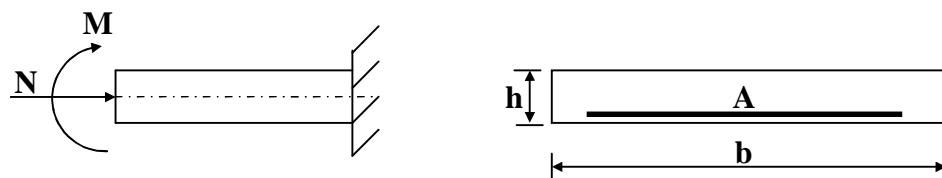


Figure III.7.2 : Schémas de calcul.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

-Calcul de l'excentricité

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad c' = 2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{26.20}{1.5} = 17.46 \text{ m} = 1746 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0.15}{2} - 0.02 = 0.055 \text{ m} = 5.5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

• **Moment fictive:**

$$M_f = N_u \left(e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 1.5 \left(17.46 + \left(\frac{0.15}{2} - 0.02 \right) \right) = 26.27 \text{ KNm}$$

• **Moment réduit :**

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.27 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.110$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \implies$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.110 \implies \beta = 0.942$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.27 \times 10^6}{0.942 \times 130 \times 348} = 616.43 \text{ mm}^2 = 6.16 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles(en flexion composée)**

$$A_{St} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 6.16 - \frac{1.5 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 6.12 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{St} = 5HA1 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 [\text{cm}^2]$$

Soit $4HA10 = 3.14 [\text{cm}^2]$ avec $S_t = 25[\text{cm}]$

III.7.3 Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{18.90}{1} = 18.90 \text{ m} = 1890 \text{ cm}.$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{1890 - 0.445 \times 13}{1890 - 0.185 \times 13} \right)$$

$$A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_t = 10.05 \text{ cm}^2 \geq A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2$ **la condition est vérifiée**

➤ **Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

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

$V_u = 22.21 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.21 \times 10^3}{1000 \times 130}$; Donc : $\tau_u = 0.17 \text{ Mpa.}$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ *L'adhérence des barres: (Art.A.6.1, 3 / BAEL91*

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$

τ_{se} :

Calcul de

$\sum U_i = 3,14 \times 5 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{22.21 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 219.8}$ Donc : $\tau_{se} = 0.86 \text{ Mpa.}$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres

➤ *Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)*

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 21 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,40 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$**

➤ **Espacement des armatures**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales —————> **$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$**

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

Armatures de répartition —————> **$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$**

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

III.5.7 Vérification à l'ELS

Moment sollicitant

$M_s = 18,90 \text{ KN.m}$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)**

• **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

• **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}F_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right\} = \min\{266.66, 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL)

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{10.05}{100 \times 13} \times 100 = 0.782$$

$$\rho_1 = 0.782 \Rightarrow k_1 = 24.37 \quad \beta_1 = 0.873$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{18.90 \times 10^6}{0.873 \times 130 \times 1005} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 165.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 165.71 \leq \bar{\sigma}_s = 201.63$$

➤ **La section est justifiée vis – à – vis de l'ouverture des fissure**

– **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{24.37} \times 165.71 = 6.80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.8 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)**

– **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 > \frac{18.90}{10(18.90)} = 0.10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

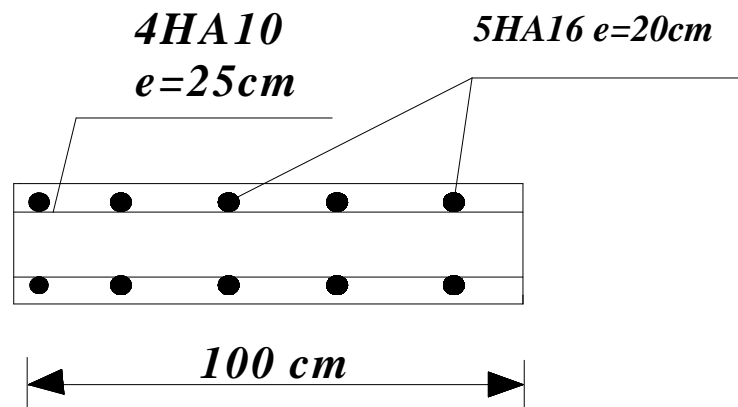
$$3) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.62}{fe} \Rightarrow \frac{10.05}{100 \times 13} = 0.0077 < \frac{4.62}{400} = 0.01155 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Les portes a faux seront ferrailé comme suit

❖ Armature principales : 5HA16 avec e=20 cm

❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm



.Schéma de ferrailage du porte a faux.

III.8. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher. Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinale).

III.8.1. Pré dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivant :

- **La hauteur h_t :**

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10}$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré

- **La largeur b :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Sachant que L= 400 cm

$$\frac{400}{15} < h_t < \frac{400}{10}$$

Ce qui donne : $26.66 < h_t < 40$

On prend $h_t = 30$ cm .

- **La longueur b sera**

$$0.4h_t = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

$$0.7 h_t = 0.7 \times 30 = 21 \text{ cm}$$

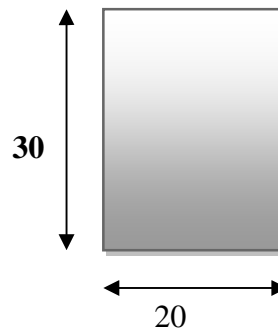


figure .III.8.1. : dimensions de la poutre chaînage

On prend b = 20 cm

- **Vérification aux exigence du RPA (Art 7.4.1)**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

Remarque :

On remarque bien que les condition imposée par le(RPA99 modifie 2003) sont toutes vérifiées , donc la section adoptée est :

Poutre chaînage : (20 x 30) cm²

III.8.3 évaluation des charges et surcharge :

a) Les charges permanentes :

Elément	Charge (KN /m)
Poids propre de la poutre	0.2 x 0.3 x 25 =1.5
Poids du plancher	5.54 x (0.65 /2) =1.8005
Poids du mur	2.36 x (3.06 -0.3) =6.5136
	G = 9.81 KN/ml

b) La surcharge d’exploitation :

$$1.5 \times (0.65 /2) = 0.487 \text{ KN/m}$$

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 q = 1.35 \times 9.81 + 1.5 \times 0.487 = 13.96 \text{ KN /m}$
- ELS $q_s = G+Q = 9.8+0.487 = 10.29 \text{ KN /ml}$

III 8.4.Etude de la poutre a L’ELU :

On considérant la poutre comme étant simplement appuyée

a) Calcul des efforts

- Calcul des moments :

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{13.96 \times 4^2}{8} = 27.92 \text{ KN .m}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement aux appuis , on affectura les moment par des coefficients tel que :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 27.92 = 23.732 \text{ KN .m}$$

- **En appuis :**

$$M_a = -0.3 \times 27.92 = -8.376 \text{ KN .m}$$

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = qu \times l/2 = 13.96 \times 4/2 = 27.92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T = 27.92 \text{ KN}$$

Les graphes :

b) Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{223.732 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.106 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu = 0.106 \Rightarrow \beta = 0.944$$

$$A = \frac{M_a}{bd\sigma_{st}} = \frac{8.376 \times 10^3}{0.944 \times 28 \times 348} = 0.910 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

Donc : On adopte : **3HA8 = 2.36 cm²** avec **S_t = 25 cm.**

III.8.5-Vérifications à l'ELU :

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

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

$$(A_t = 3.39 \text{ cm}^2, A_a = 2.36 \text{ cm}^2) > A_{min} = 0.676 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27.92 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.50 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_u = 27.92 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3) influence de l'effort tranchant aux appuis (art A.5.1.313)

- Dans le béton (BAEL modifié 99 art A.5.1.313)

$$T_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 27.92 \text{ KN} \leq 0.4 \times 20 \times 0.9 \times 28 \times \frac{2.5}{1.5} = 3360 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur aciers (BAEL modifié 99 art A.5.1.321)

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(27.92 + \frac{-8.376}{0.9 \times 0.28} \right) = -0.015 \text{ m}^2 = -152.90 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \geq -152.90 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

4) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99) :

Il faut vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\overline{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\psi = 1.5 (\text{acier en HA}).$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3 \times \pi \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.92 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.98 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

5) Calcul des ancrages des barres τ_{su} (Art A.6.1, 21 / BAEL91):

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\text{Donc : } L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93$$

On adopte $L_c = 18 \text{ cm}$.

6) . Armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 /art A.7.2.2):

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 1.2 \right\} = 0.857 \text{ cm}$$

θ_ℓ^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\text{Soit : } \square t = 8 \text{ mm} = 0.8 \text{ cm}$$

On choisi un cadre $\emptyset 8$ avec $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Selon le **(BAEL 91 modifiée 99 /art A.5.1.21)** l'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 28 ; 40 \text{ cm}) = (25,2\text{cm}, 40\text{cm}) = 15,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{(At \times fe)}{b_0 \times St} \geq 0,4 \text{ MPa} ; \frac{(2,01 \times 400)}{(20 \times 20)} = 2,01 \text{ MPa}$$

$$2,01 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc: $st = 16 \text{ cm}$

7) Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

- $St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing t \right) = \min (7,5 \text{ cm}, 12 \text{ cm})$

- $St \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing t \right) = \min (7,5 \text{ cm}, 14,4 \text{ cm})$

Soit $st = 7 \text{ cm}$ en zone nodale

- **En zone courante (travée) :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $st = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Quantité d'armatures transversales minimales (Art .7.5.2.2)

$$A_t \geq A_{\min} = 0,015 \times s_t \times b$$

$$0,003 \times 20 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

8) Vérifications à l'ELS :

$$q_s = 10,29 \text{ KN/m}$$

a) Calcul des efforts

• Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times l/2 = 10.29 \times 4/2 = 20.58 \text{ KN}$$

$$T_s = 20.06 \text{ KN}$$

• Les moments :

$$M_0 = q_s \times l^2/8 = 10.29 \times 4^2/8 = 20.58 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times 20.58 = -6.174 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t = 0.85 \times 20.58 = 17.50 \text{ KN.m} \quad 20.58 \text{ KN/m}^2$$

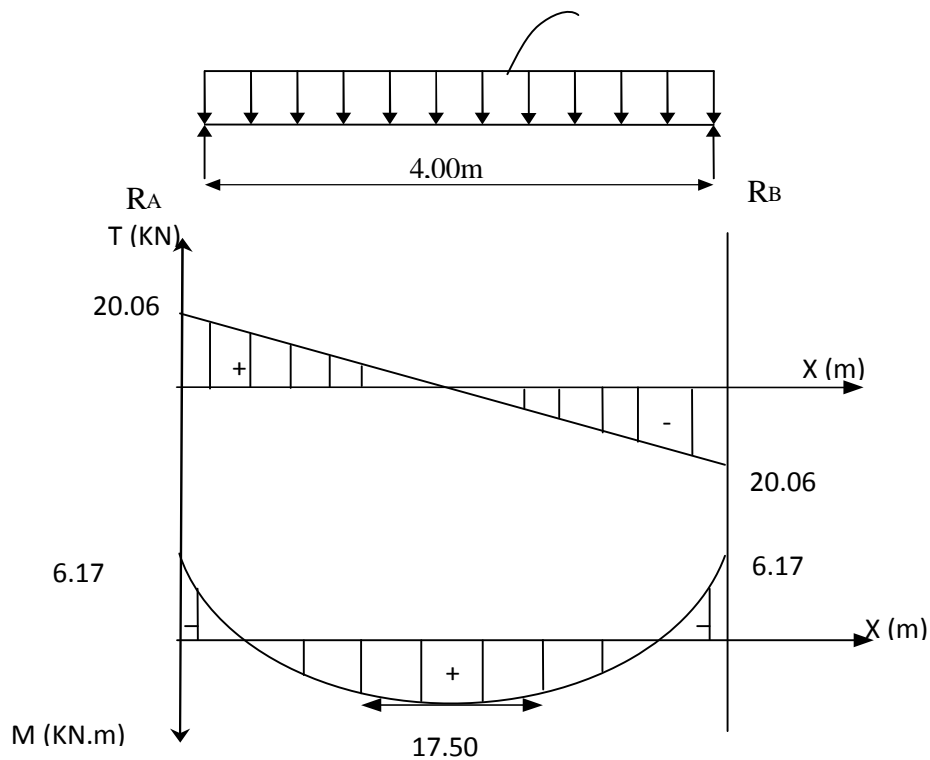


figure .III.8.2.. Diagramme de l'effort interne à L'ELU

a). Vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL 91 modifiée 99 /art A.4.5.2) :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = f_{c28} \times 0.6 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{bs}$$

• En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad M_{ts} = 17.50 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.606 \text{ KN} \cdot \text{m} \begin{cases} \beta_1 = 0.885 \\ k_1 = 28.48 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{17.5 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39}$$

$$\sigma_s = 208.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{208.32}{28.48} = 7.31 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \quad M_{ts} = -6.17 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{20 \times 28} = 0.429 \text{ KN} \cdot \text{m} \begin{cases} \beta_1 = 0.900 \\ k_1 = 35.00 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{6.17 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 2.36}$$

$$\sigma_s = 103.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{103.75}{35} = 2.96 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptée a L'ELU sont suffisantes .

b). Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91 modifiée 99 /art A.4.5.3) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} .$$

Avec :

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}.$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 208,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 208,32 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}.$$

➤ **Conclusion :**

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition vérifiée.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{400} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{400} = 0,075 < \frac{17,50}{10 \times 20,58} = 0,085. \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3,36}{20 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

d). Calcul de la flèche :

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 28}{20 \times 30 \times 15 \times 3,39} = 16,01 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 30 - 16,01 = 13,99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{20}{3} (16,01^3 + 13,99^3) + 15 \times 3,39 (13,99 - 2)^2 = 52922,26 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s l^4}{E_v I} \Rightarrow f = \frac{5}{384} \times \frac{10,29 \times 4^4}{10818,86 \times 52922,26} = 0,054 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = 0,054 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Plan de ferrailage de la poutre chaînage

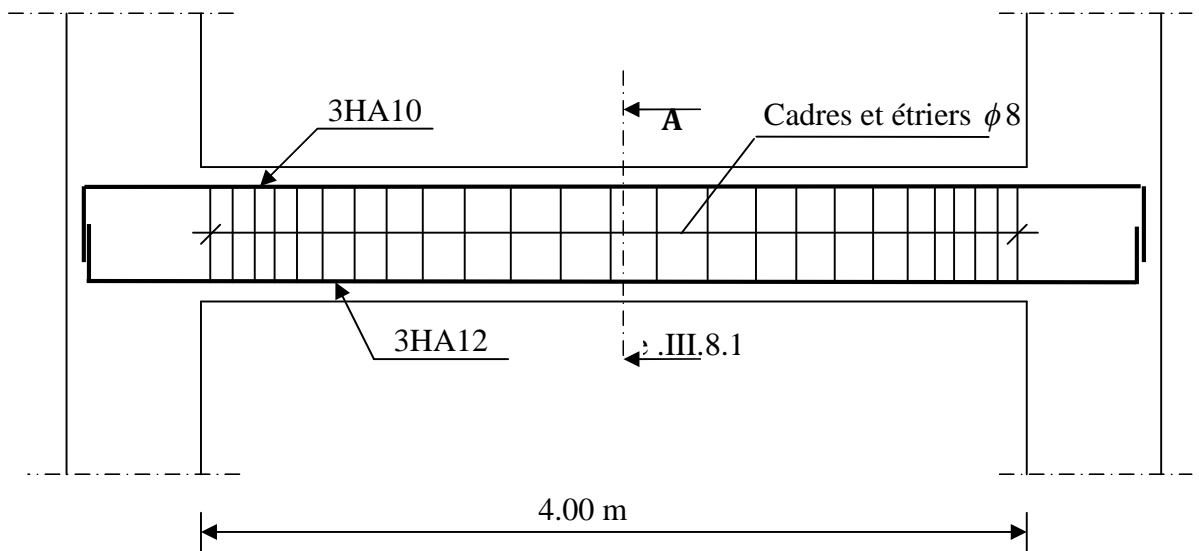
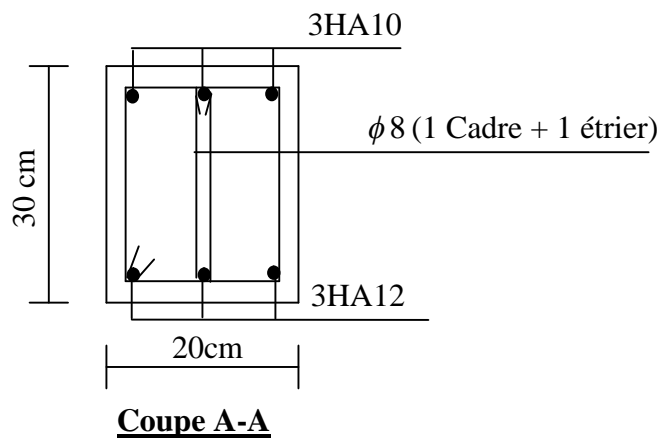


figure .III.8.3. Ferrailage de la poutre chaînage



Chapitre IV

**Modélisation et vérifications
de la structure**

IV.1.Modélisation de la structure**Introduction**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable, Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits. Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

IV.1.1.Description du logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analysis Building System)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces verticales et horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration ...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

IV.1.2.Choix de la méthode

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un spectre de réponse défini dans le **(RPA99/version2003)**

IV.1.2.1 Présentation de la méthode dynamique modale spectrale

La méthode modale spectrale consiste en l'analyse dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques

IV.1.3. Étapes de modélisation

Dans notre étude, nous avons utilisé la version ETABS 9.7. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suite :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc).
- Spécification propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...etc).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse(E) selon le RPA/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie du modèle

a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran, l'unité dans notre cas est **KN.m**



b. Géométrie de la base

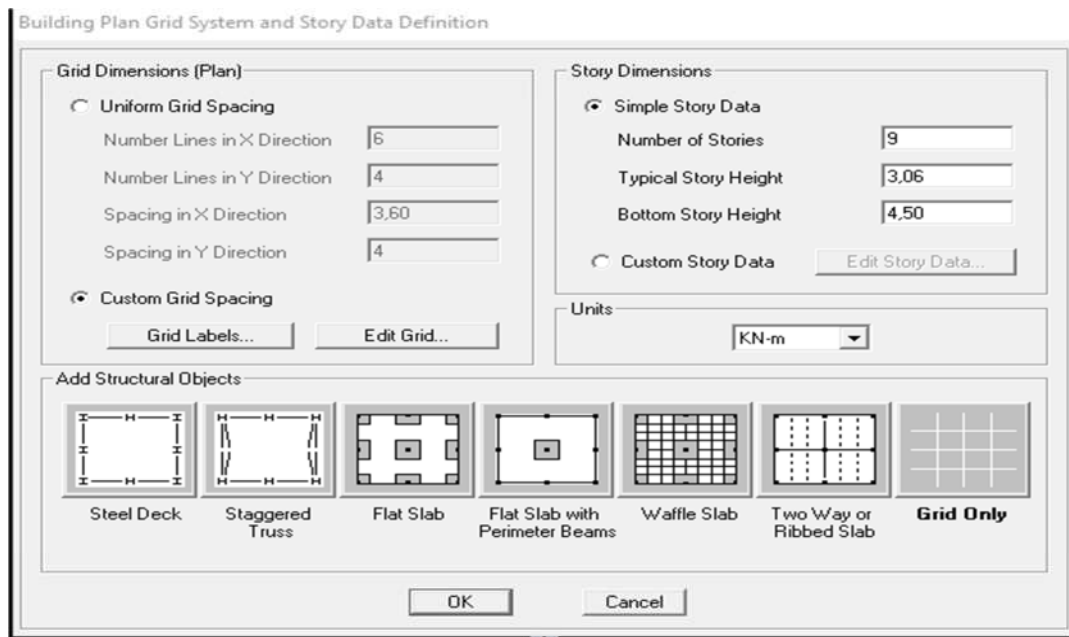
Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File ⇒ New model.**

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur " **No**".

Cette option permet d'introduire :

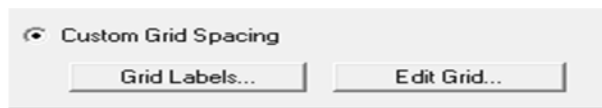
- Le nombre de portiques suivant x-x : **6**

- Le nombre de portiques suivant y-y : 4
- Le nombre d'étages : 9

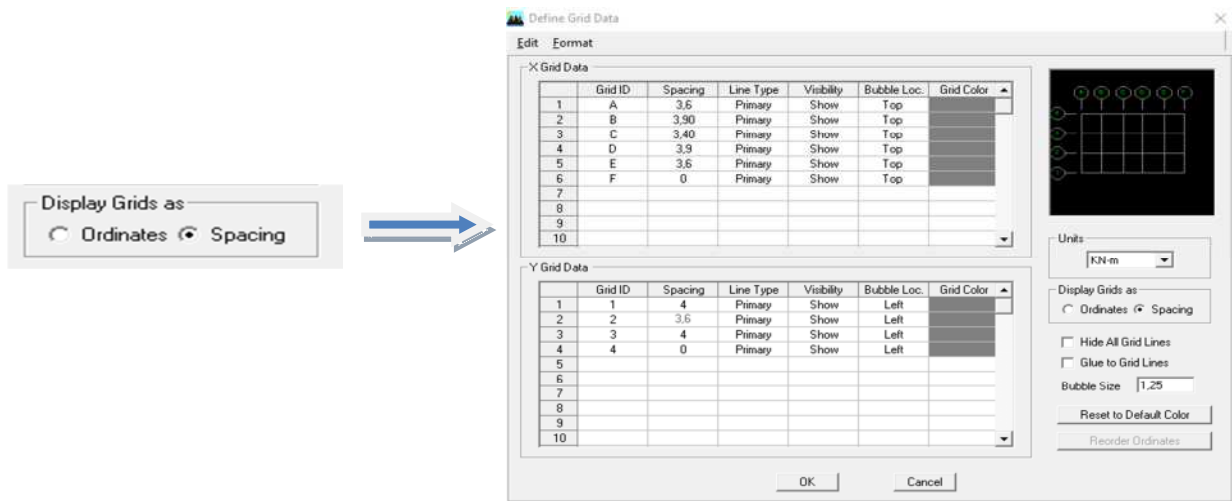


c. Modification de la géométrie de la base

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs des étages. Nous cliquons sur **Custom** ⇒ **Edit Grid**



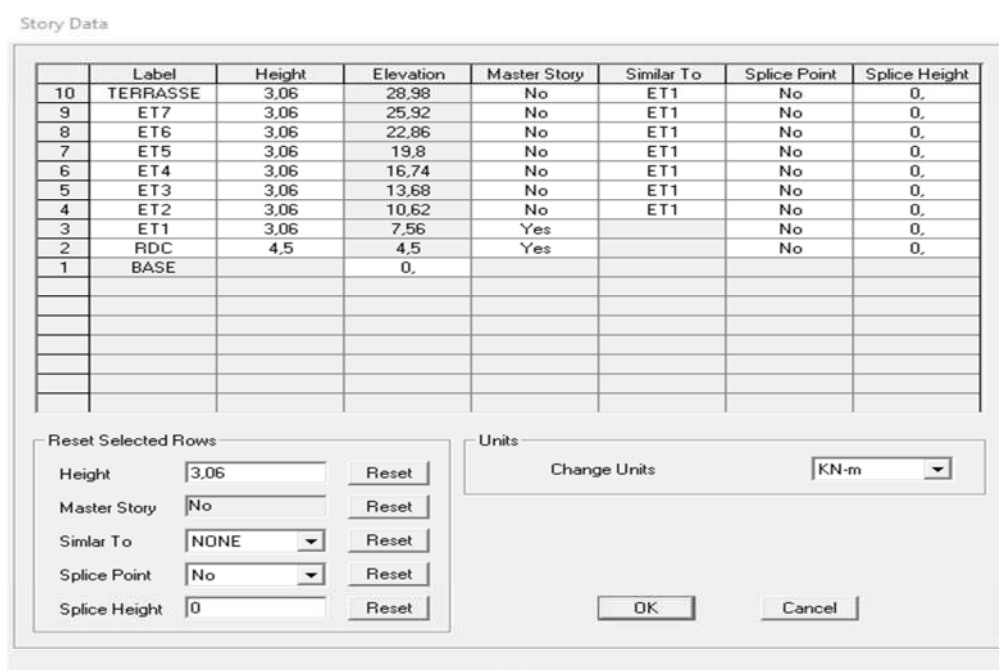
Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant x-x et y-y.



Puis nous cliquons sur **ok**

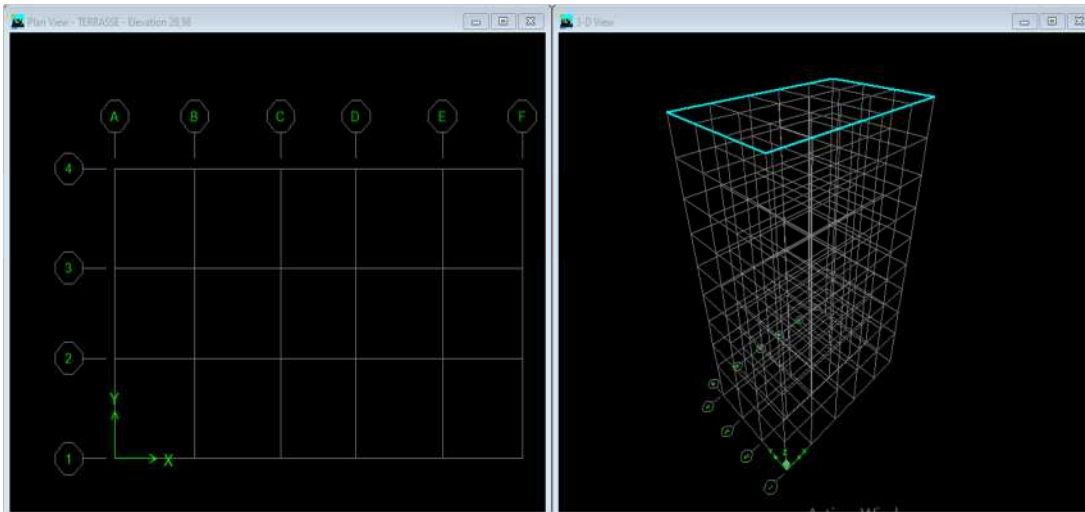
- **Étage :**

Sur **Story dimensions**, nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (**Number of stories**), puis **Costum Story Data**, nous introduisons les hauteurs des différents étages.



N.B :

Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure. Après validation des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :



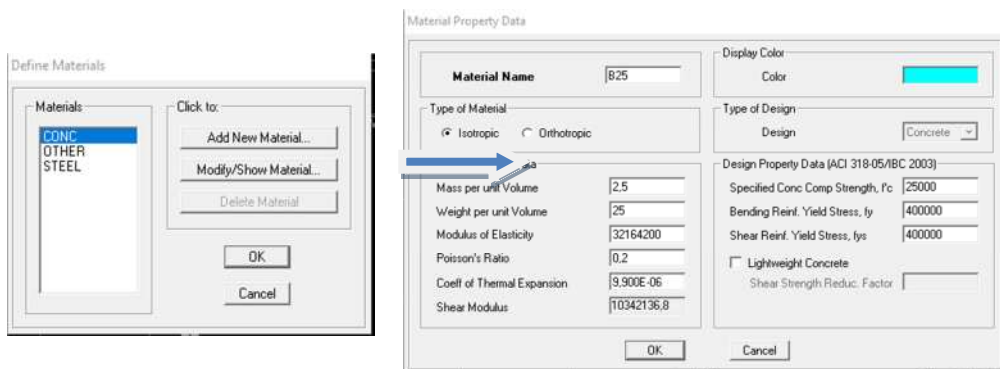
1. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :



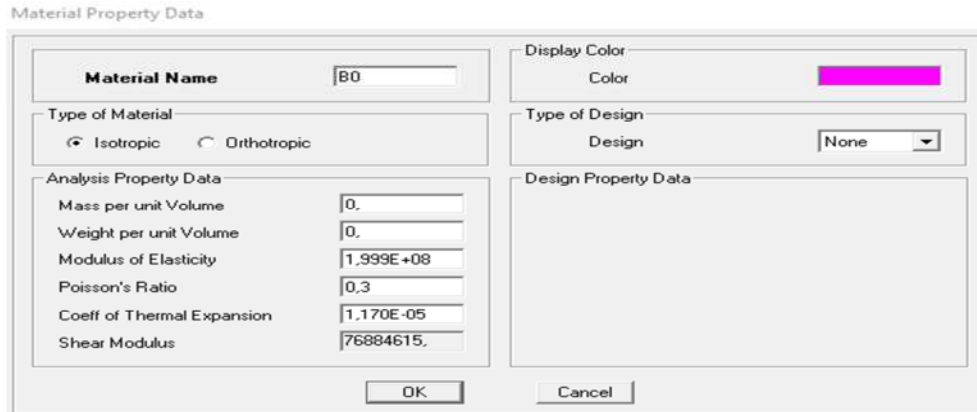
On clique sur **Define Materials**, on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique sur **Modify/Show System** puis on introduit les caractéristiques mécaniques suivantes :

– **Béton (B25) :**

- Masse volumique du béton : 25KN/m^3 .
- Poids volumique du béton : 25KN/m^3 .
- Module de young: 32164200KN/m^2 .
- Contrainte max du béton due à la compression : 25000KN/m^2 .
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000KN/m^2 .
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000KN/m^2 .



- **Le matériau neutre (B0)**
- Masse volumique du béton : 0KN/m^3 .
- Poids volumique du béton : 0 KN/m^3 .

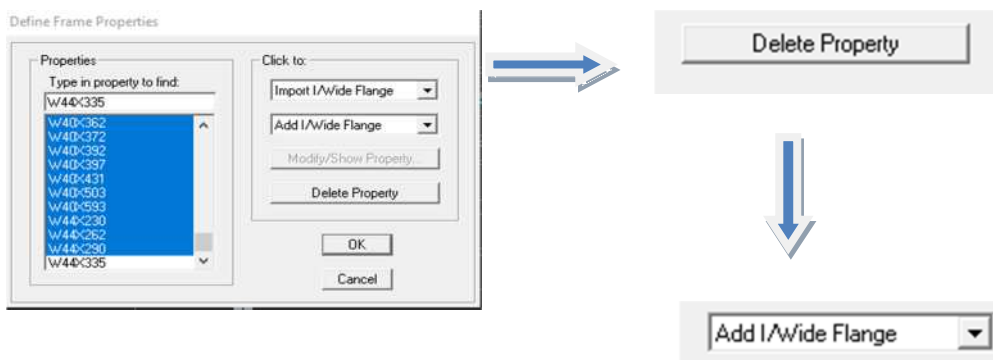


2. Spécification des propriétés géométriques des éléments

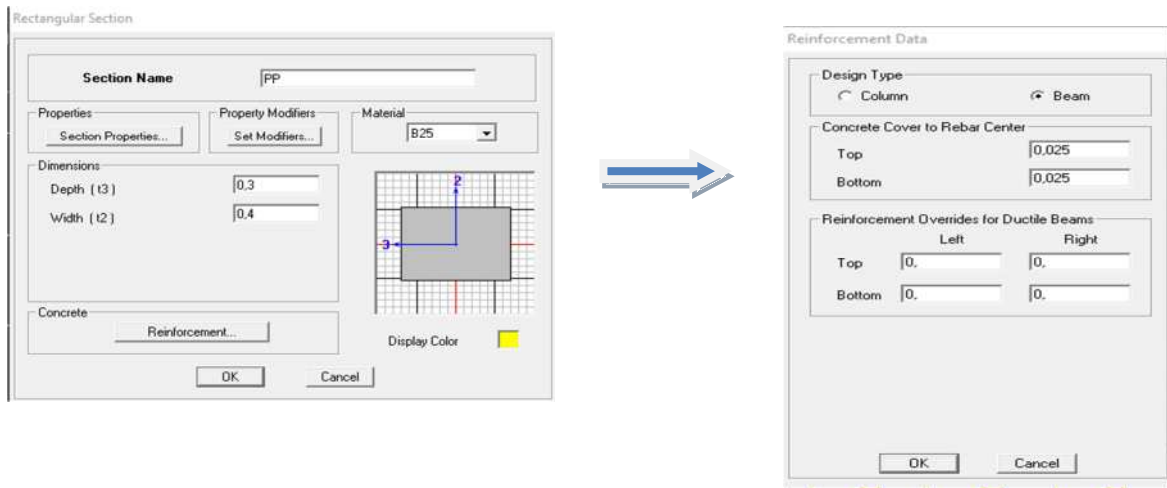
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

- Poteaux et Poutres

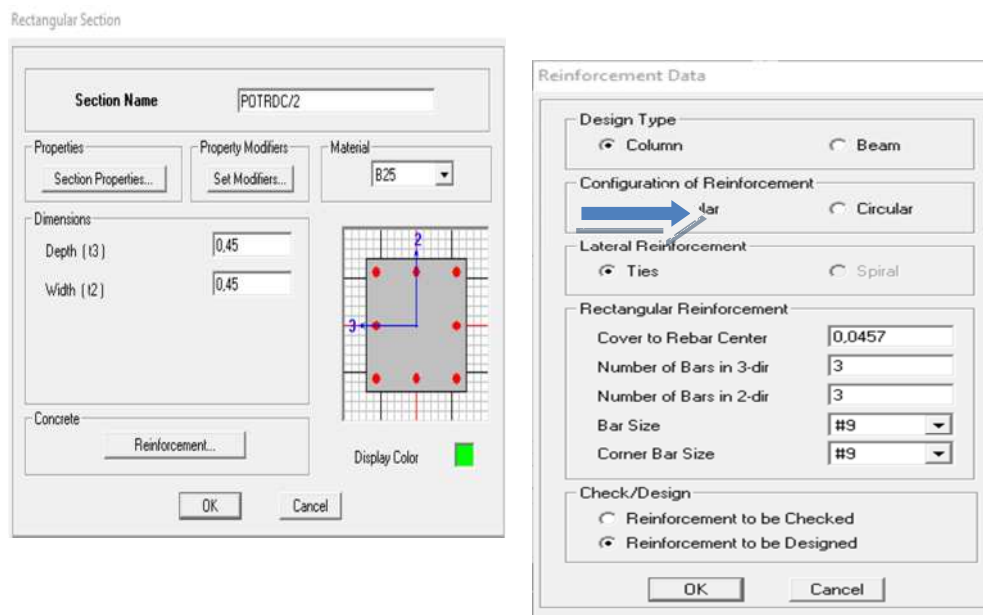
Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suite : **Define** ⇒ **Frame Sections**



Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**. Ensuite nous cliquons sur : **Add / Wide Flange** ⇒ **Add rectangular**. Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :



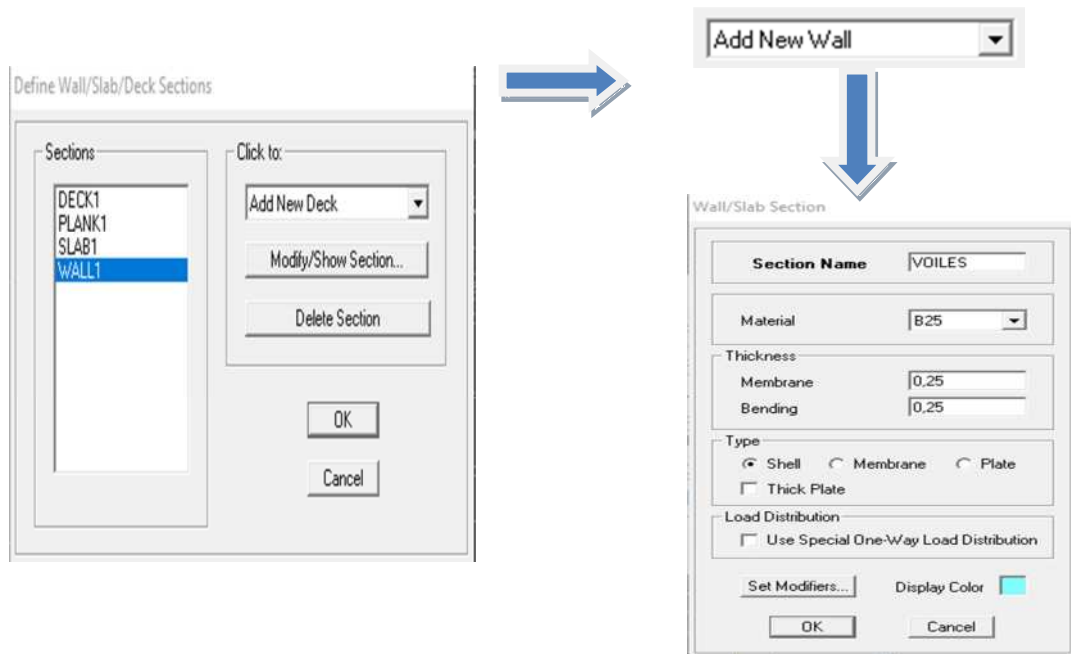
Puis sur : **Reinforcement** ⇒ **Beam**. La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux poutre) , on passe aux éléments plancher et voiles .

- Voile

Define ⇒ Wall/ Slab/Deck Sections ⇒ Add New Wall (voile)



- Plancher



3. Définition des charges statiques (G, Q) :



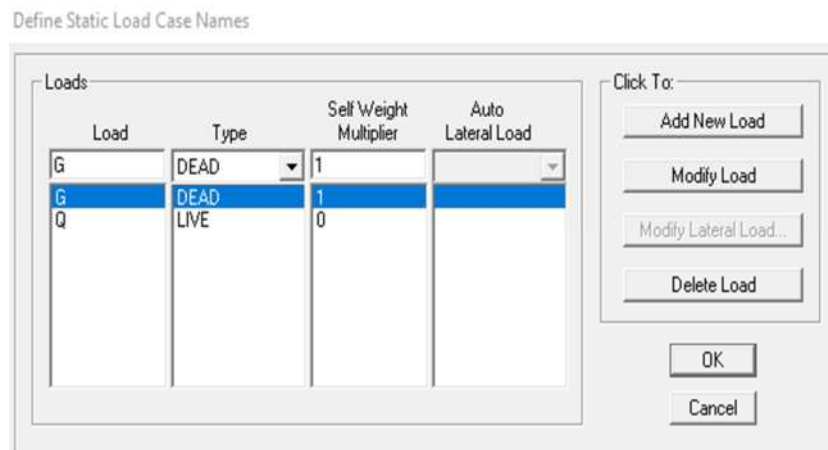
La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Loads Cases**.

- **Charges permanentes**

- Load Name (Nom de la charge) : **G**
- Type : **DEAD** (permanente)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) : **1**

- **Charges d'exploitation :**

- Load Name (Nom de la charge) : **Q**
- Type : **LIVE** (exploitation)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) : **0**



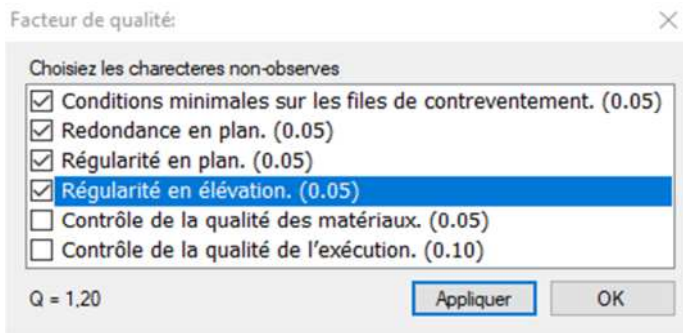
4. Introduction du spectre de réponse (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

➤ **Données à introduire dans le logiciel**

- Zone : IIa (zone à sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 1B (ouvrage de grande importance)
- Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques
- Site : S3 (relevé du rapport du sol)

- Facteur de qualité(Q) : 1.20



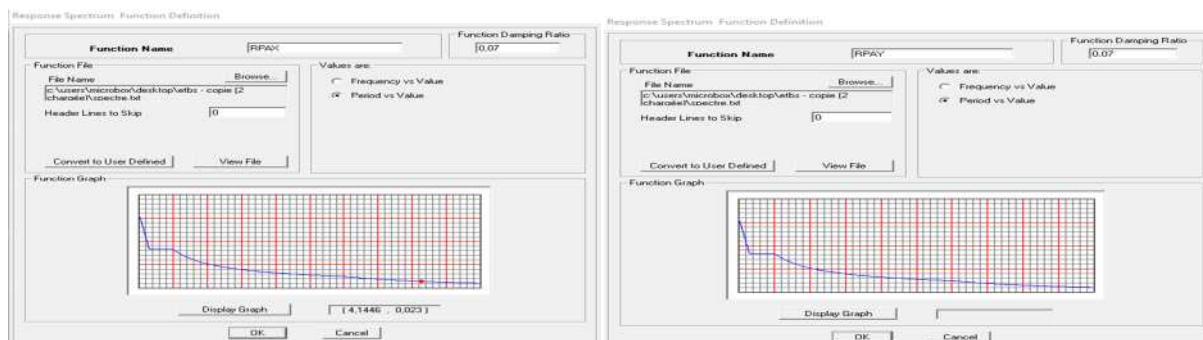
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response ⇒ Spectrum from file ⇒ Spectrum function

Function Name (nom du spectre) : **RPAX, RPAY**

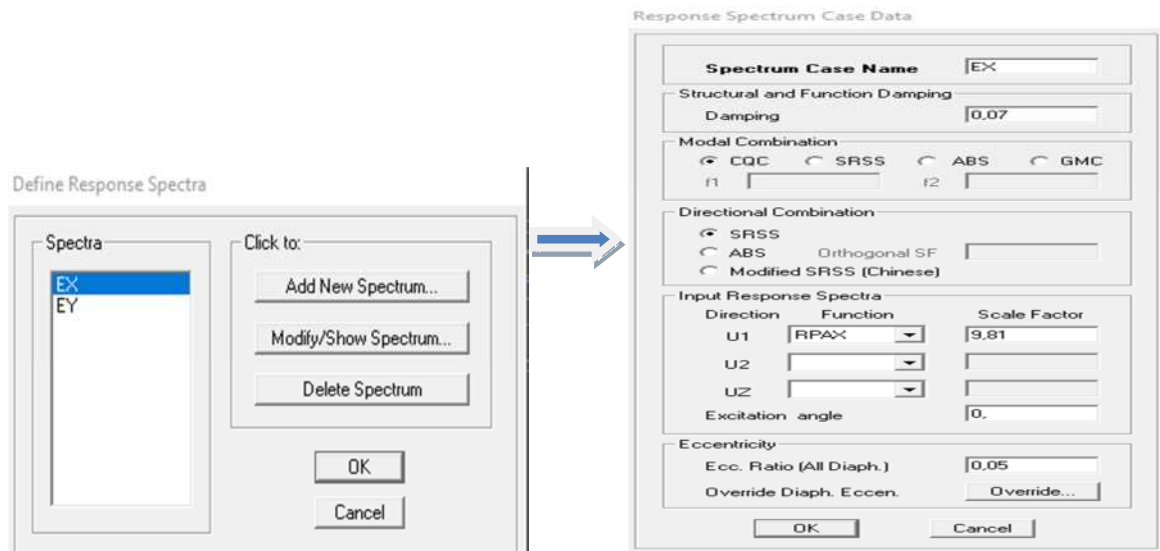
On clique sur **OK** pour valider.



5. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define ⇒ Response spectrum cases ⇒ Add New Spectrum.



6. Chargement des éléments

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux).

Tableau récapitulatif des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I).

➤ Charger les planchers

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par m² selon les axes locaux ou globaux. Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux.

Pour affectation des charges

On sélectionne les planchers définis en corps creux (méthode de bardage) on clique sur :

Assing ⇒ shell area load ⇒ uniform surface load.

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**.

7. Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

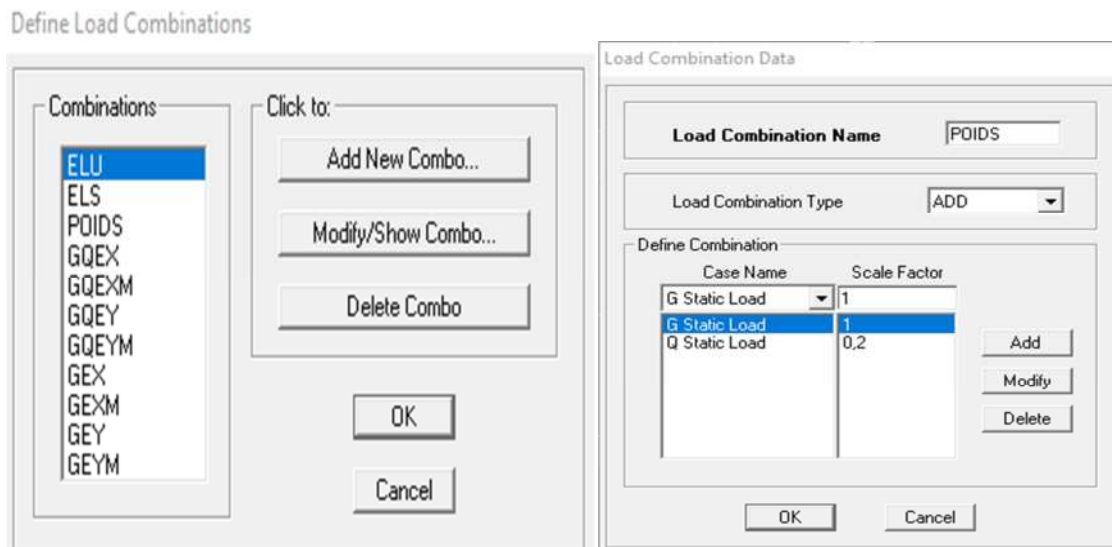
➤ **Combinaisons courantes**

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$
- Poids : $G+0,2Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA**

- GQEX: $G+Q\pm EX$
- GQEY : $G+Q\pm EY$
- GEX : $G\pm EX$
- GEY : $G\pm EY$

New Combo ⇒ Combinations Add ⇒ Define




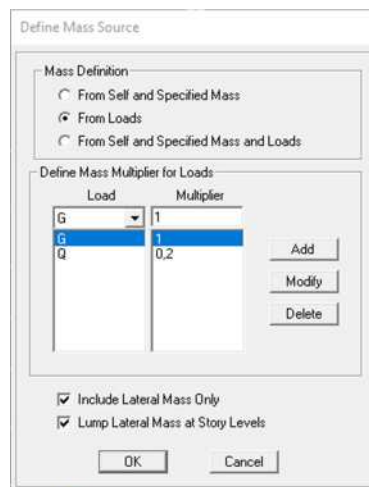
8. Définir la masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\Rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :

Define \Rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 




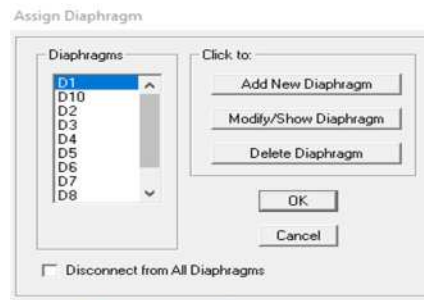
9. Diaphragmes

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

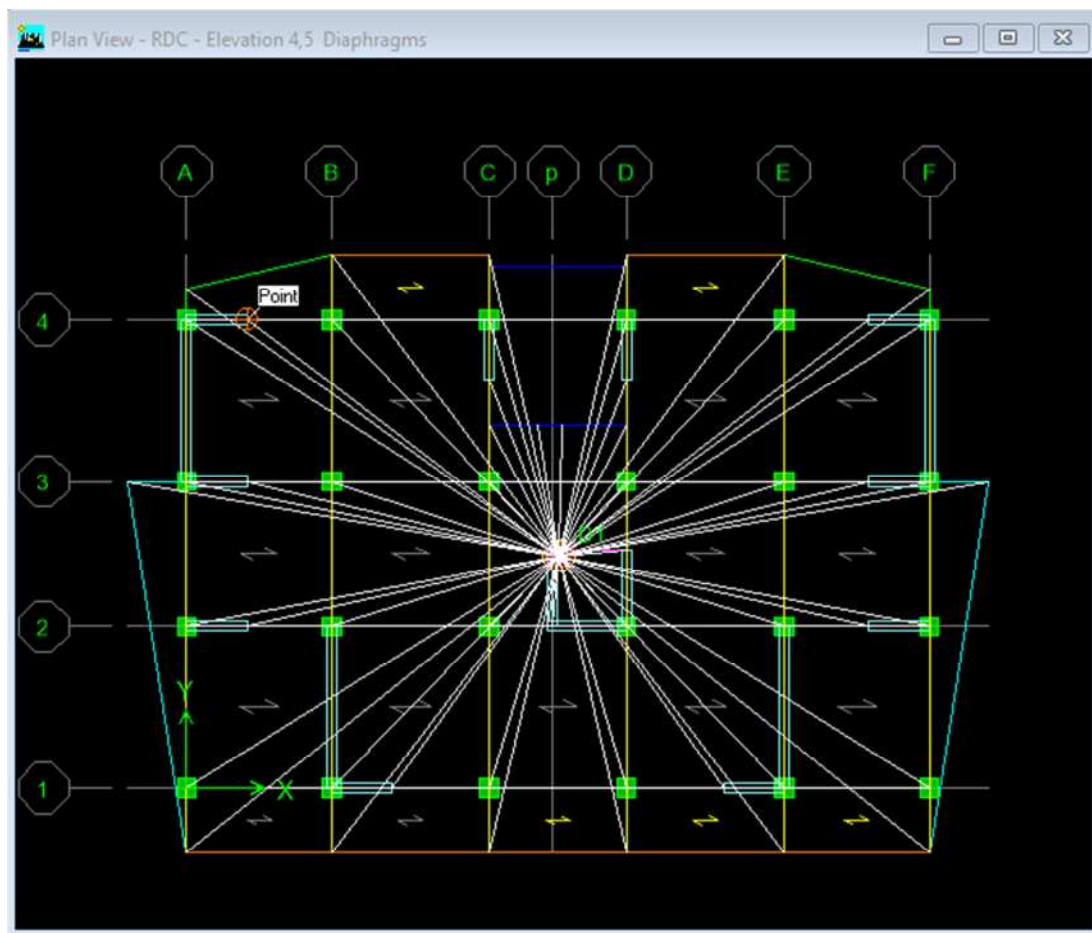
On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **Add New Diaphragm** \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône  \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.



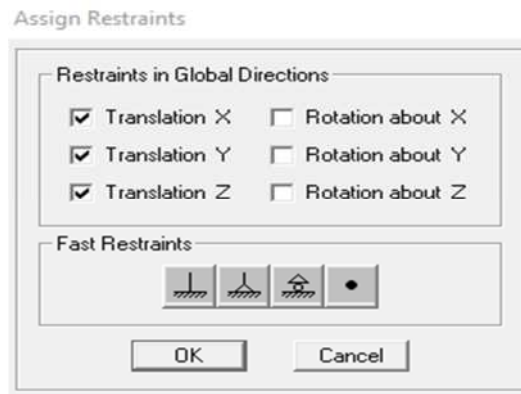
Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.



10. Encastrement des nœuds

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastres dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de base puis on clique sur:

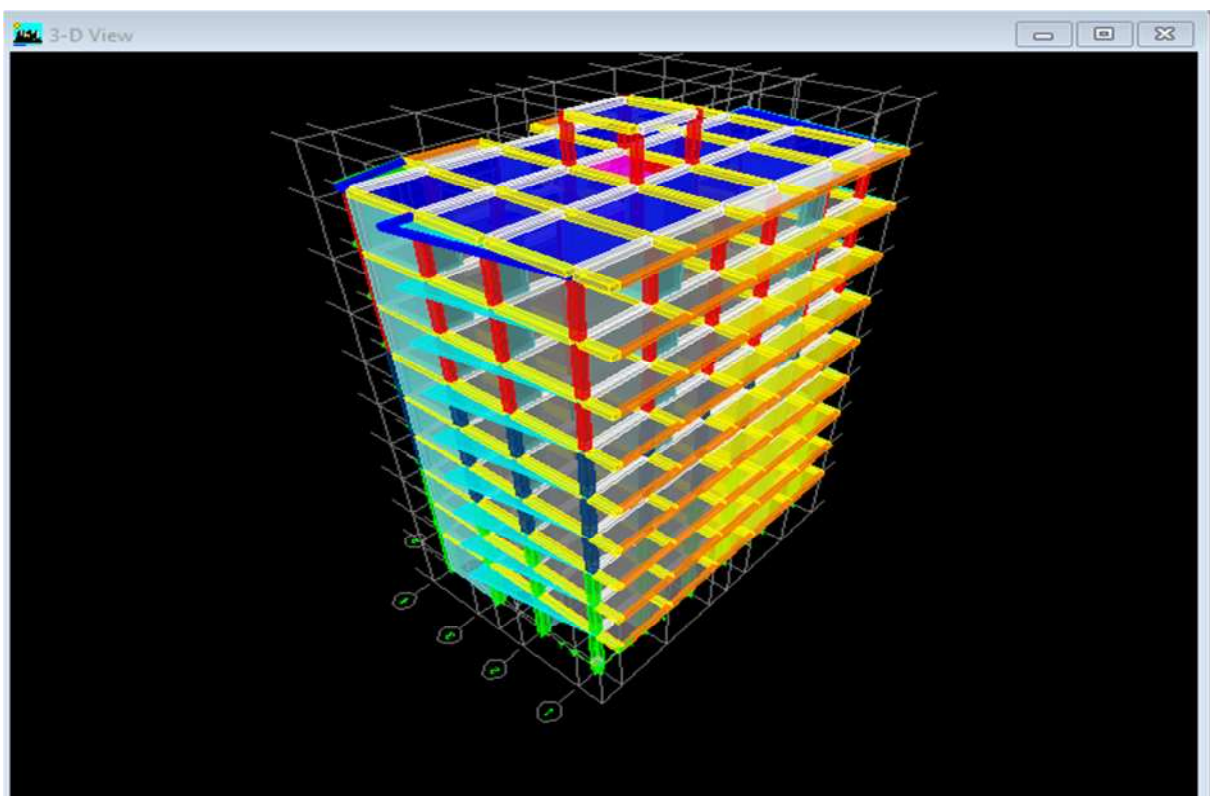
Assign ⇒ Restraints ⇒ Joint ⇒ 



11. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Vue en 3D de notre structure



Le positionnement des voiles**IV.2.Vérifications RPA****IV.2.1. Vérifications des résultats du logiciel selon le RPA(2003)**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

IV.2.1.1.Justification du système de contre contreventement

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sous charges horizontales suivant X

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F ₂ (KN)	F ₂ (KN)	F ₂	F ₂
Base	2004.98	156.40	92.87%	7.23%

Tableaux IV.1 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.

➤ Sous charges horizontales suivant Y

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F ₂ (KN)	F ₂ (KN)	F ₂	F ₂
Base	2659.39	64.39	97.66%	2.35%

Tableaux IV.2 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

➤ Sous charges verticales

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Base	3148.81	2979.16	51.38%	48.62%

Tableaux IV.3 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Avec : F₁ : La charge horizontale suivant X.

F₂ : La charge horizontale suivant Y.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

Conclusion

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5 (structure à voiles porteurs)**.

IV.2.1.2 Pourcentage de masse participante : (Art 4.3.4/RPA2003)

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuée soit égale à 90% au moins de la masse totale

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	0,797659	73,2671	0,0002	0,0000	73,2671	0,0002	0,0000	0,0003	99,1016	0,0050
	2	0,525682	0,0002	69,0959	0,0000	73,2673	69,0961	0,0000	97,4453	0,0001	0,4354
	3	0,470233	0,0044	0,4403	0,0000	73,2717	69,5364	0,0000	0,6152	0,0153	69,6105
	4	0,215885	15,8040	0,0000	0,0000	89,0757	69,5364	0,0000	0,0000	0,5411	0,0178
	5	0,117030	0,0001	18,3687	0,0000	89,0758	87,9051	0,0000	1,4907	0,0001	0,0149
	6	0,105172	0,0000	0,0143	0,0000	89,0758	87,9194	0,0000	0,0007	0,0001	19,8586
	7	0,104356	2,0780	0,0121	0,0000	91,1538	87,9315	0,0000	0,0009	0,1065	0,0511
	8	0,097165	0,0742	1,8110	0,0000	91,2280	89,7425	0,0000	0,1622	0,0038	0,0257
	9	0,091925	3,5261	0,0235	0,0000	94,7541	89,7680	0,0000	0,0024	0,1406	0,0169
	10	0,088695	0,1591	0,0299	0,0000	94,9132	89,7959	0,0000	0,0030	0,0059	0,2096
	11	0,053776	2,5643	0,0000	0,0000	97,4774	89,7959	0,0000	0,0000	0,0477	0,0056
	12	0,049292	0,0003	6,1824	0,0000	97,4778	95,9783	0,0000	0,2234	0,0000	0,0047

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 7ème mode dans le sens X-X et au 12ème dans le sens Y-Y.

IV.2.1.3 Estimation de la période fondamentale : (Art 4.2.4/RPA2003)

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Tableaux IV.4 : Valeurs du coefficient C_T

$$T_{emp} = 0.05 \times 31.53^{3/4} = 0,67s \Rightarrow T_{emp} = 0,67s$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{log} < T_{RPA}$

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.67 \times 1.3 = 0.87s$$

Du logicielle ETABS on tire $T_{Log} : T_{Log} = 0.79s$

➤ **Comparaison des résultats :**

$$T_{RPA} = 0.87s > T_{Log} = 0.79s \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiées}$$

IV.2.1.4Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7/RPA2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} E_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\begin{cases} E_{x_{accid}} = 5\%L_x \\ E_{y_{accid}} = 5\%L_y \end{cases}$$

L : plus grande dimension de la structure au niveau considéré.

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_{x_{accid}} = 0.05 \times 21.30 = 1.065 \Rightarrow E_{x_{accid}} = 1.065 \\ E_{y_{accid}} = 0.05 \times 14.80 = 0.74 \Rightarrow E_{y_{accid}} = 0.74 \end{cases}$$

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY	EA
RDC	D1	9,227	5,754	9,292	5,131	0,065	0,623	CV
ET1	D2	9,226	5,738	9,283	5,021	0,057	0,717	CV
ET2	D3	9,227	5,738	9,297	5,169	0,07	0,569	CV
ET3	D4	9,227	5,737	9,315	5,322	0,088	0,415	CV
ET4	D5	9,227	5,737	9,333	5,438	0,106	0,299	CV
ET5	D6	9,227	5,736	9,349	5,514	0,122	0,222	CV
ET6	D7	9,228	5,735	9,362	5,555	0,134	0,18	CV
ET7	D8	9,215	5,656	9,369	5,562	0,154	0,094	CV
TERRASSE	D9	9,228	5,581	9,372	5,522	0,144	0,059	CV
TERRASSE-1	D10	9,2	5,8	9,314	5,675	0,114	0,125	CV

Tableaux IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :(Art 4.3.6/RPA version2003)

La résultante des forces sismiques à la base 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, autrement dit : $V_{MMS} = V_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$

(Art 4.2.3/RPA version2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} -VX_{MMS} = VX_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \\ -VY_{MMS} = VY_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \end{array} \right.$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure

– Calcul du coefficient d'accélération de zone A

ZONE				
Groupe	Ia	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableaux IV.6 : Coefficient d'accélération de zone "A".

A= 0.20 (zone IIa et groupe d'usage 1B).

➤ Calcul du facteur d'amplification dynamique D : (Art 4.2.3/RPA version2003)

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} T_{emp} = 0,67s \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.87s \Rightarrow T = 0.67s \\ T_{Log} = 0.79s \end{cases}$$

T₁ et T₂: Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableaux IV.7 : Périodes caractéristiques

T₂= 0.40

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

Avec : $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88$

Nous avons $T_2 < T = 0.67s < 3s$ donc $D = 2.5 \times (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D = 1.81$

Calcul du poids total de la structure :

Le poids total de la structure est tiré du logiciel : $W_T = 29623.77 \text{ KN}$

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W_T
valeurs	0.20	1.81	3.5	1.20	29623.77

Tableaux IV.8 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w_t = \frac{0.2 \times 1.55 \times 1.20}{3.5} \times 29623.77 = 3148.58 \text{ KN}$$

$V_{MSE} = 3148.58 \text{ KN} \quad 0.8 V_{MSE} = 2518.87 \text{ KN}$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :

Display \Rightarrow **Show tables** \Rightarrow **building Output** \Rightarrow **Story Shears** \Rightarrow **Select Cases/combo** \Rightarrow **Ex et Ey.**

	V_{DYN}	V_{MSE}	0.8 V_{MSE}	V_{DYN} \geq 0.8 V_{MSE}
Sens x-x	2838.74	3148.58	2518.87	cv
Sens y-y	3551.12	3148.58	2518.87	cv

Tableaux IV.9 : vérification de l'effort tranchant à la base

IV.2.1.5 Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N (KN)	V	Observation
Pot RDC/2	45x45	1442.42	0.29	< 0.3 cv
Pot 3/5	40x40	831.21	0.21	< 0.3 cv
Pot 6/8	35x35	392.73	0.13	< 0.3 cv

Tableaux IV.10 : vérification de l'effort normal

Remarque :

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

IV.2.1.6 Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)

(Art 5.10 RPA/Version 2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement ($R=3,5$).

Les valeurs de δ_{eK} seront tirées du logiciel **ETABS**.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y			$\Delta_k=1\%$ H (cm)	observations
	δ_{ex}^k (cm)	$\delta_{x=}^k$ $\delta_{Kex} \times R$ (cm)	Δ_K^x (cm)	δ_{ey}^k (cm)	$\delta_{y=}^k = \delta_{ey}^k \times R$ R (cm)	Δ_K^y (cm)		
Terrasse-1	3.05	10.68	0.77	1.78	6.23	0.38	2.55	cv
Terrasse	2.83	9.91	1.09	1.67	5.85	0.81	3.06	cv
ET7	2.52	8.82	1.12	1.44	5.04	0.77	3.06	cv
ET6	2.20	7.70	1.22	1.22	4.27	0.8	3.06	cv
ET5	1.85	6.48	1.23	0.99	3.47	0.77	3.06	cv
ET4	1.50	5.25	1.23	0.77	2.70	0.74	3.06	cv
ET3	1.13	3.96	1.23	0.56	1.96	0.66	3.06	cv
ET2	0.78	2.73	1.12	0.37	1.30	0.88	3.06	cv
ET1	0.46	1.61	0.94	0.21	0.42	0.1	3.06	cv
RDC	0.19	0.67	0.67	0.09	0.32	0.32	4.50	cv

Tableaux IV.11 : vérification des déplacements inter étages.

IV.2.1.7 Vérification de l'effet P-Δ

D'après le RPA l'effet P-Δ peut être négligé, si à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.1$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k"

$$\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i z$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

Chapitre IV :

Modélisation et vérifications de la structure

H_K : Hauteur de l'étage "k".

L'effet $P-\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Niv	P_K	H_K (cm)	Sens x-x			Sens y-y		
			$P_K \cdot \Delta_x^K$	$H_K \cdot V_x^K$	θ_x	$P_K \cdot \Delta_y^K$	$H_K \cdot V_y^K$	θ_y
Ter-1	150.61	255	359.96	10987.95	0.03	213,87	14629,35	0,015
Terr	3594.95	306	7872.94	161320.14	0.08	4817,23	209738,5	0,023
ET7	6711.2	306	13086.84	273147.84	0.05	7784,99	357906,7	0,022
ET6	9827.46	306	16706.68	365128.38	0.05	9630,91	472182,4	0,020
ET5	13012.57	306	18607.98	442947.24	0.04	10410,06	568548	0,018
ET4	16197.68	306	18627.33	508125.24	0.04	10042,56	650470,3	0,0154
ET3	19382.79	306	16863.03	563391.9	0.03	8722,26	715082,2	0,0121
ET2	22645.92	306	13587.55	606932.64	0.02	6793,78	766542,24	0,0088
ET1	25909.06	306	9068.17	639677.7	0.01	4404,54	807411,6	0,0054
RDC	29623.78	450	4147.33	971343	0.004	2073,66	1225449	0,0016

Tableaux IV.12 : Vérification de l'effet $P\Delta$

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0,1 ».

Donc : l'effet P -Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Ferraillage des poteaux

Introduction:

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : $N_{max} - M_{cor}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{min} - M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant : $M_{max} - N_{cr}$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau.V.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.1.1.Combinaisons de calcul :

➤ **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement BAEL91, le ferraillage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

$$\begin{matrix} \text{L'ELU :} \\ \text{L'ELS :} \end{matrix} \left\{ \begin{matrix} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{matrix} \right.$$

➤ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{matrix} G+Q\pm E_x \\ G+Q\pm E_y \\ 0.8G\pm E_x \\ 0.8G\pm E_y \end{matrix} \right. \Rightarrow \text{Combinaisons d'actions sismiques}$$

a. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

➤ **Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Section des poteaux (cm ²)	%Minimal d'armatures $A_{min}=0.008bxh$ (cm ²)	% maximal d'armatures	
		Zone courante A_{max} $= 0.04bxh$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{max} =$ $0.06bxh$ (cm ²)
45x45	16.2	81	121.5
40x40	12.8	64	96
35x35	9.8	49	73.5

Tableau.V.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées dans le RPA

V.1.2. Calcul de la section d'armature donnée à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).

V.1.3.Ferrailage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

➤ **Calcul du centre de pression :**

$e = \frac{M}{N}$  Deux cas peuvent se présenter.

➤ **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

✓ $e > (\frac{h}{2} - c')$

✓ $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

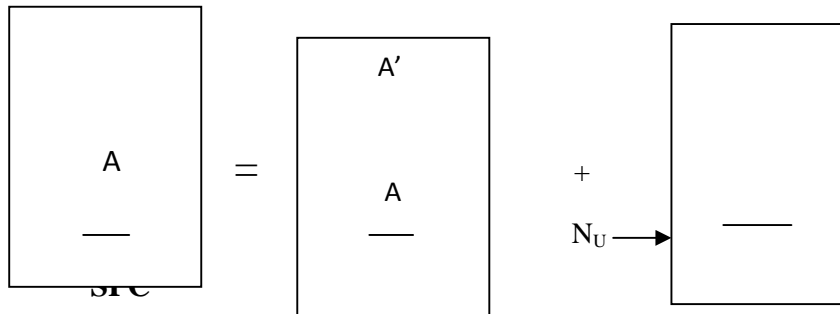


figure.V.1.1 : section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

M_f : Moment fictif

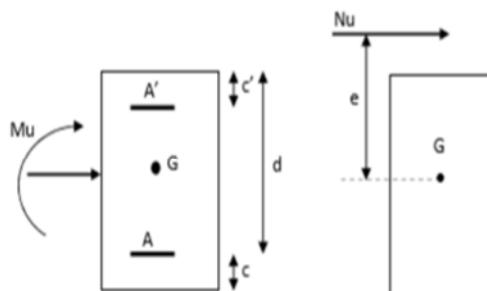


figure.V.1.2 Les moments s'exerçant sur les poteaux

➤ **Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

-Si $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392$ S.S.A(A'=0)

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles :

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

-Si $\mu_f > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

➤ Armatures en flexion simple :

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

M_1 : Moment ultime pour une SSA les sections d'acier réelles seront

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

➤ Armatures en flexion composée :

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

V.1.3.1. Section entièrement comprimé (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

✓ N : effort de compression.

✓ la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{c28}$$

➤ Détermination des armatures :

1^{er} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{c28} \Rightarrow$ S.D.A

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{c28}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A_f = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{ér} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \Rightarrow$ S.S.A

$$A' = \frac{N_u - \psi b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u - (d - c') - M_f}{bd^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque 1 :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Remarque 2 :

Nous allons ferrailer par zone car on a constate qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC, 1^{ér} et 2^{ème} étage.

Zone II : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

V.1.4 Ferrailage des poteaux :

V.1.4.1.Exemple de calcul manuel :

❖ Poteau : 40x40 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{cr} = 263.75 \text{KN} \\ M_{max} = 110.03 \text{KN.m} \\ e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{110.03}{263.75} = 0.420 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = 0.170 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

V.1.4.2. Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 110.03 + 263.75 \times (0.17)$$

$$M_f = 154.87 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = 0.4 - 0.03 = 0.37 \text{ m} \Rightarrow d = 0.37 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 263.75 \times (0.37 - 0.03) - 154.87$$

$$N(d - c') - M_f = -65.20 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bc} = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) 0.4 \times 0.4^2 \times 14.20 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bc} = 100.42 \text{ KN.m}$$

$N(d - c') - M_f = -65.20 \text{ KN.m} < (0.337h - 0.81c') bh^2 f_{bc} = 100.42 \text{ KN.m} \Rightarrow$ condition vérifiée.

$$\text{S.P.C} \Rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de Ast

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{154.87 \times 10^6}{400 \times 370^2 \times 14.20} = 0.200 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.887$$

➤ Armature fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} = \frac{154.87 \times 10^5}{0.887 \times 37 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_f = 13.56 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 13.56 - \frac{263.75 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 5.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 5.98 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 ; A_{st} = 5.98 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés

Chapitre V :

Ferrailage des éléments structuraux

dans le tableau suivant :

Zon e	Niveau	Section	sollicitation	N(KN)	M(KN. M)	e(m)	$\frac{h}{2} - c$	M _f	Nature	OBS	A _{SUP}	A _{inf}	A _{min} RPA	Choix	A _S adopté
I	RDC, 1^{er}, et 2^{ème}	45x45	N^{max} - M^{cor}	-1452.62	-42.94	0.029	0.195	326.20	S.E.C	S.S. A	0	0	16.2	4HA20 + 4HA16	20.61
			N^{min} - M^{cor}	-13.19	26.07	1.976	0.195	28.07	S.P.C	S.S. A	0	1.61			
			N^{cor} - M^{max}	-1026.39	111.63	0.109	0.195	311.78	S.E.C	S.S. A	0	0			
II	3^{er}, 4^{ème} et 5^{ème}	40x40	N^{max} - M^{cor}	-876.22	-10.905	0.012	0.17	159.86	S.E.C	S.S. A	0	0	12.80	4HA16 + 4HA14	14.20
			N^{min} - M^{cor}	-11.26	99.14	8.80	0.17	101.05	S.P.C	S.S. A	0	8.11			
			N^{cor} - M^{max}	-263.75	-110.03	0.42	0.17	154.87	S.P.C	S.S. A	0	5.98			
III	6^{er}, 7^{ème} et 8^{ème}	35x35	N^{max} - M^{cor}	-430.47	-15.33	0.035	0.145	77.75	S.E.C	S.S. A	0	0	9.80	8HA14	12.32
			N^{min} - M^{cor}	-10.03	55.30	5.51	0.145	56.75	S.P.C	S.S. A	0	4.96			
			N^{cor} - M^{max}	-111.62	85.09	0.760	0.145	101.27	S.P.C	S.S. A	0	7.02			

Tableau.V.1.3 : ferrailage des poteaux à l'ELU

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Positionner les armatures longitudinales.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : Armature transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

V.1.4.3.Espacement des armatures transversales "St" :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10\phi_1^{\min}) = \min (15\text{cm} ; 10 \times 1.2\text{cm}) = \min (15\text{cm} ; 12\text{cm})$

$S_t = 10\text{cm}$

- en zone courante : $S_t \leq 15\phi_1^{\min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$

$S_t = 15\text{cm}$

V.1.5.Diamètre des aciers :

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 10\text{mm}$

Avec : ϕ_t : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :

$$A_t = 3,14\text{cm}^2 = 4 \phi 10$$

V.1.5.1.Vérification de la quantité d'armature :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0.3\% S_t.b$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t.b$
- Si $3\% < \lambda_g < 5\%$ \Rightarrow interpoler entre les valeurs précédentes.

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}, \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : Longueur de flambement.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Section des poteaux des différents niveaux	Le niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$	ρ_a
45x45	RDC	$L_0=4.50$	7	2.5
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	$L_0=3.06$	4.76	3.75
40x40	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	$L_0=3.06$	5.36	2.5
35x35	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	$L_0=3.06$	6.12	2.5
	Terrasse-1	$L_0=2.55$	5.1	2.5

Tableau.V.1.4 : Calcul de λ_g pour les différents niveaux

➤ Poteau (45x45) :

- Cas de RDC:

Zone nodales : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{cm}^2$.

V_u : L'effort tranchant max

$V_u = 74.28 \text{KN}$

$S_t = 10 \text{cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 74.28 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 1.03 \text{cm}^2$$

$S_t = 15 \text{cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 74.28 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 1.54 \text{cm}^2$$

Cas de 1^{er} et 2^{ème} étage :

✓ **Zone nodales** : $A_t^{\min}=0.0074 \times 10 \times 45 = 3.33 \text{cm}^2$.

✓ **Zone courante** : $A_t^{\min}=0.0074 \times 15 \times 45 = 4.99 \text{cm}^2$.

V_u : L'effort tranchant max

$V_u = 74.28 \text{KN}$

$S_t = 10 \text{cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{3.75 \times 74.28 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 1.54 \text{cm}^2$$

$S_t = 15 \text{cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{3.75 \times 74.28 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 2.32 \text{cm}^2$$

➤ **Poteaux (40x40) :**

• Cas de 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage:

Zone nodales : $A_t^{\min}=0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{\min}=0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{cm}^2$.

$V_u = 73.75 \text{KN}$

$S_t = 10 \text{cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 73.75 \times 10^3}{400 \times 400} \times 100 = 1.15 \text{cm}^2$$

$S_t = 15 \text{cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 73.75 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 1.72 \text{cm}^2$$

➤ **Poteaux (35x35) :**

• Cas de 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} et terrasse-1 :

Zone nodales $A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{\min}=0.003 \times 35 \times 15 = 1.58 \text{cm}^2$.

$V_u = 59.83 \text{KN}$

$S_t = 10 \text{cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 59.83 \times 10^3}{350 \times 400} \times 100 = 1.06 \text{cm}^2$$

$S_t = 15 \text{cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 59.83 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 1.60 \text{ cm}^2$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	Hauteur [cm]	λ_g	ρ_a	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$	$A_{adopté} [\text{cm}^2]$
					Zone nodale $S_t=10 [\text{cm}]$	Zone courante $S_t=15 [\text{cm}]$	
(45x45)	RDC	450	7	2.5	1.35	2.025	3.14
	1 ^{er} , 2 ^{ème}	306	4.76	3.5	1.54	2.32	3.14
(40x40)	3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème}	306	7.65	2.5	1.2	1.8	3.14
(35x35)	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	306	8.74	2.5	1.05	1.58	3.14
	terrasse-1	255	7.29	2.	1.05	1.58	3.14

Tableau.V.1.5 : Les sections transversales et leur espacement

Conclusion :

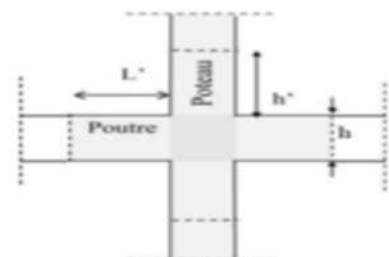
Les armatures transversales des poteaux (45x45), (40x40) et (35x35) seront composées de 2 cardes Ø10 ⇒ $A_t=3,14 \text{ cm}^2$.

V.1.6. Vérifications à l'ELU :

V.1.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$



Avec :

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

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau		V _u	b	h	d	λ _g	ρ _d	σ _{bu}	τ _b ^{adm}	Obs
(45x45)	RDC	74.28	45	45	42	7	0.075	0.39	1,875	CV
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	74.28	45	45	42	4.76	0.04	0.39	1	CV
(40x40)	(3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème})	73.75	40	40	37	7.65	0.075	0,49	1,875	CV
(35x35)	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	59.83	35	35	32	8.74	0.075	0.53	1,875	CV
	Terrasse- 1	59.83	35	35	32	7.29	0.075	0.53	1,875	CV

Tableau.V.1.6 : Vérification au cisaillement

V.1.6.2. Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \quad l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

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

ψ_s = 1.5 Pour la haute adhérence

◆ Pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49.38\text{cm} \Rightarrow l_s = 50\text{cm}.$

◆ Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56.43\text{cm} \Rightarrow l_s = 60\text{cm}.$

◆ Pour les HA20 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 70.53\text{ cm} \Rightarrow l_s = 70\text{cm}.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : **0,4 l_s** pour les aciers **HA**.

◆ Pour les HA14 : $l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75\text{cm} \Rightarrow l_a = 20\text{cm}$

◆ Pour les HA16 : $l_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58\text{cm} \Rightarrow l_a = 25\text{cm}$

◆ Pour les HA20 : $l_a = 0,4 \times 70,54 = 28,21\text{cm} \Rightarrow l_a = 30\text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

• **Au niveau des poutres :**

$L' = 2 \times h$; tel que : **h** est la hauteur de la poutre

• **Au niveau des poteaux :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

b_1 et h_1 : sont les dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

Poteaux	H[cm]	h'[cm]
45x45 (RDC)	450	$h' = \max\left(\frac{450-40}{6}; 45; 45; 60cm\right) = 68.33$
45x45 (1 ^{er} et 2 ^{ème})	306	$h' = \max\left(\frac{306-40}{6}; 45; 45; 60cm\right) = 60$
40x40 (3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème})	306	$h' = \max\left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60cm\right) = 60$
35x35 (6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème})	306	$h' = \max\left(\frac{306-40}{6}; 35; 35; 60cm\right) = 60$
35x35 (terrasse-1)	255	$h' = \max\left(\frac{255-40}{6}; 35; 35; 60cm\right) = 60$

Tableau.V.1.7 : Délimitation de la zone nodale

V.1.6.2. Vérification de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa \quad f_e = 400MPa$$

f_e : Contrainte limite des aciers élastiques

A_{\min} : Section minimal d'acier tendu

f_{t28} : Résistance du béton a la traction a l'âge de 28 jours.

e_s : Excentricité de l'effort normal a l'ELS

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Niveau	Section	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.M)	A _{min} [cm ²]	A _{ado} [cm ²]	Vérificatio n
RDC , 1^{er} , et 2^{ème}	45x45	N^{max} – M^{cor}	-1017.45	1.67	5.69	20,6	CV
		N^{min} – M^{cor}	-413.12	12	7.59		CV
		N^{cor} - M^{max}	-751.76	22.77	7.70		CV
3^{er} , 4^{ème} et 5^{ème}	40x40	N^{max} – M^{cor}	-636.46	-7.95	4.98	14,2	CV
		N^{min} – M^{cor}	-221.99	1.025	4.58		CV
		N^{cor} - M^{max}	-295.23	-23.43	4.32		CV
6^{er} , 7^{ème} et 8^{ème}	35x35	N^{max} – M^{cor}	-312.85	-11.17	6.18	12,32	CV
		N^{min} – M^{cor}	-30.85	11.20	9.64		CV
		N^{cor} - M^{max}	-106.33	-28.42	7.90		CV

Tableau.V.1.8 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS

V.1.6.3. Vérifications à l'ELS :**➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

V.1.6.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad (\text{BAEL91/A.4.5.2})$$

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Zone	Niveau	Section	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN. M)	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	$\overline{\sigma}_s$	OBS
I	RDC , 1 ^{er} , et 2 ^{ème}	45x45	$N^{max} - M^{cor}$	-1017.45	1.67	3.91	3.78	15	cv	58.6	56.9	348	cv
			$N^{min} - M^{cor}$	-413.12	12	2.03	1.09	15	cv	29.5	17.4	348	cv
			$N^{cor} - M^{max}$	-751.76	22.77	3.73	1.96	15	cv	54.2	31.1	348	cv
II	3 ^{er} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	$N^{max} - M^{cor}$	-636.46	-7.95	3.61	2.67	15	cv	53,1	41.1	348	cv
			$N^{min} - M^{cor}$	-221.99	1.025	1.16	1.03	15	cv	17.2	15.7	348	cv
			$N^{cor} - M^{max}$	-295.23	-23.43	2.85	0.06	15	cv	2.85	39.6	348	cv
III	6 ^{er} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} et terrasse-1	35x35	$N^{max} - M^{cor}$	-312.85	-11.17	2.86	0.99	15	cv	40.5	17.3	348	cv
			$N^{min} - M^{cor}$	-30.85	11.20	1.29	0	15	cv	15.7	-19.6	348	cv
			$N^{cor} - M^{max}$	-106.33	-28.42	3.09	0	15	cv	38.9	-34	348	cv

Tableau.V.1.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm²)	A_{adoptée}
RDC , 1^{er} , et 2^{ème}	45x45	4HA20+4HA16 = 20.61 cm²
3^{er} , 4^{ème} et 5^{ème}	40x40	4HA16+4HA14 = 14.20 cm²
6^{er} , 7^{ème} , 8^{ème} et terrasse-1	35x35	8HA14 = 13.32 cm²

Tableau.V.1.10 : Ferrailage finale des poteaux.

V.2.Ferrailage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

V.2.1 Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- $G+Q$à l'ELS
- $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

➤ Recommandations du RPA

- **Pourcentage total minimum**

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

$$\text{Poutres principales PP : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires PS : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage total maximum

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow \text{En zone courante,}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

• Poutres principales PP

$$\text{- Zone courante : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2,$$

$$\text{- Zone de recouvrement : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2.$$

• **Poutres secondaires PS**

- Zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

V.2.2 Etapes de calcul de ferrailage

1) Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

- La longueur de recouvrement est de : $40\emptyset$ en zone II
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive d'angle doit être effectué avec des crochets ab 90°

a) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset, 30\text{cm} \right).$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

2) Calcul du moment réduit limite μ_l

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) Selon la valeur du moment réduit « μ » par rapport à celle du moment réduit limite « μ_l », on distingue les deux cas suivants :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

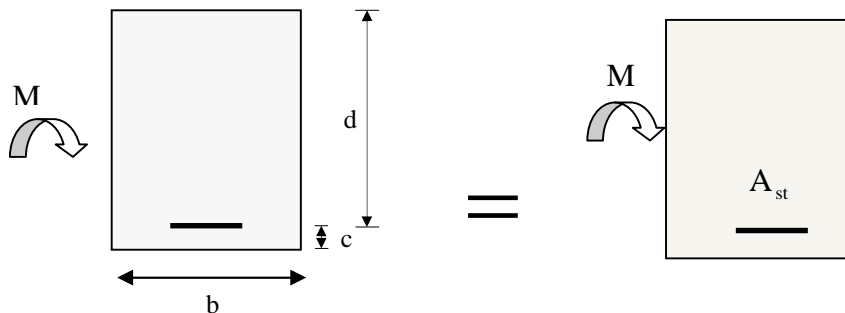


figure. V.2 .1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1.15$$

➤ **2ème cas :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

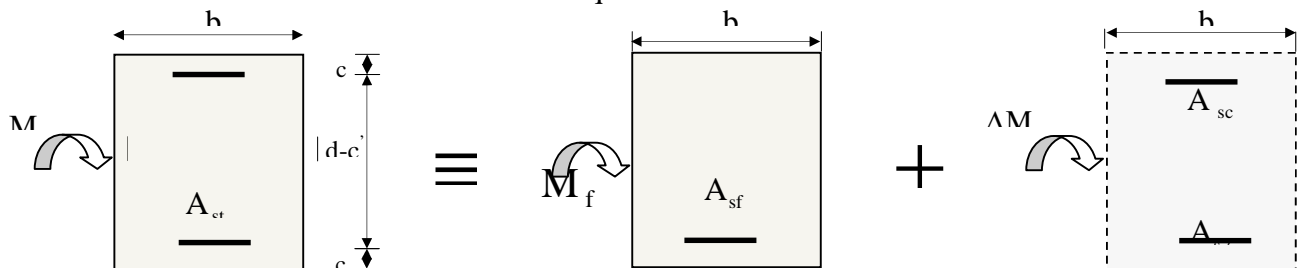


figure. V.2 .2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{sf} + A_{s2} = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et On adopte leur ferrailage.

Nota

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

V.2.3 Etudes des poutres

V.2.3.1 Ferrailage des poutres principales

a) en travée

b= 30 h = 40 d = h-c =40-2=38

$M_t = 47.4 \text{ KN.m !}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47400}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.078 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$\mu_a = 0.078 \Rightarrow \beta_u = 0.959$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{47400}{0.959 \times 38 \times 348} = 3.73 \text{ cm}^2$$

b) aux appuis

b= 30 h = 40 d = h-c =40-2=38

$M_a = 94.852 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{94852}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.154 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.154 \Rightarrow \beta_u = 0.916$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{94852}{0.916 \times 38 \times 348} = 7.83 \text{ cm}^2$$

V.2.3.2 Ferrailage des poutres secondaire

a) en travée:

$$b = 30 \quad h = 35 \quad d = h - c = 35 - 2 = 33$$

$$M_t = 54.71 = \text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54710}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.118 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{54710}{0.937 \times 33 \times 348} = 5.08 \text{ cm}^2$$

b) aux appuis :

$$b = 30 \quad h = 40 \quad d = h - c = 40 - 2 = 38$$

$$M_u = 63.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63890}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.137 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.138 \Rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{63890}{0.925 \times 33 \times 348} = 6.01 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

➤ **Ferrailage des poutres principales (30x40)**

	M_U^{MAX} (KN.m)	obs	β	A_{st} [cm ²]	Ferrailage	A_s adopté [cm ²]
en travée	47.4	SSA	0.959	3.73	3HA12(fil)+3HA12 (chapeaux)	6.79
aux appuis	94.85	SSA	0.916	7.83	3HA14(fil)+3HA12 (chapeaux)	8.01

Tableau. V.2 .1 : Ferrailage des poutres principales (30x40)

➤ **Ferrailage des poutres secondaire (30x35)**

	M_U^{MAX} (KN.m)	obs	β	A_{st} [cm ²]	Ferrailage	A_s adopté [cm ²]
en travée	54.71	SSA	0.937	5.08	3HA12(fil)+3HA12 (chapeaux)	6.79
aux appuis	63.89	SSA	0.925	6.01	3HA12(fil)+3HA12 (chapeaux)	6.79

Tableau. V.2 .2 : Ferrailage des poutres secondaire (30x35)

V.2.4 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

- zone nodale $\rightarrow st \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset, 30\text{cm} \right)$.
- zone courante : $St \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

	Calcul de st (cm)		At=0.003xstxb	Ferrailage	
poutres principales (30x40)	zone nodale $St \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$.	Min (10,14.4,30)	St=10	0.9	2HA8
	zone courante $St \leq \frac{h}{2}$	20	St=15	1.35	
Poutres secondaire (30x35)	Zone nodale $St \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\text{cm})$.	Min (8.75,14.4,30,)	St=8.75	0.79	2HA8
	zone courante $St \leq \frac{h}{2}$	17.5	St=15	1.35	

Tableau. V.2 .3 : les quantités et les espacements des armatures transversales

V.2.5 Vérification a l'ELU : armature longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA/2003)

Le pourcentage totale minimum de l'acier longitudinal sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section $A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$ sont sur le tableau suivant

		A_{st} [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	Vérification
poutres principales (30x40)	en travée	6.79	6.00	cv
	aux appuis	8.01		cv
poutres secondaire (30x35)	en travée	6.79	5.25	cv
	aux appuis	6.79		cv

Tableau. V.2 .4 : vérification des armatures longitudinales

Toutes les section sont vérifiées par rapport a la section minimale des acier du RPA

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs `a l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max a l'ELU

a) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21).... [2]

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa} \right\} = 3,33\text{Mpa}$$

	l'effort tranchant T_u^{\max} [KN]	b[cm]]	d[cm]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Vérification
poutres principales (30x40)	106.3	30	38	0.93	3.33	Cv
poutres secondaire (30x35)	38.07	30	33	0.38		cv

Tableau. V.2 .5 : vérification au cisaillement

V.2.6 Influence de l'effort tranchant

a) influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $f_{c28} = 25$ MPa et $\gamma_b = 1,5$

	l'effort tranchant T_u^{\max} [KN]	b[cm]	d[cm]	\overline{T}_U [MPa]	Vérification
poutres principales (30x40)	106.3	30	38	684	Cv
poutres secondaire (30x35)	38.07	30	33	594	Cv

Tableau. V.2 .6 : influence de l'effort tranchant sur le béton

b) Influence de l'effort tranchant sur les acier (BAEL91art 5.1.32)

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

Si $\left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Les résultat sont dans le tableaux suivant

	l'effort tranchant T_u^{\max} [KN]	M_u [KN.m]	d[cm]	$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$	Vérification
poutres principales (30x40)	106.3	47.4	38	-32.30	Cv
poutres secondaire (30x35)	38.07	94.852	33	-291.40	Cv

Tableau. V.2 .7 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers

V.2.7 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa.}$$

U_i : périmètre utile des barres.

➤ **Poutres principales PP:** → $\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 1.2 \times 3.14 + 3 \times 1.4 \times 3.14 = 24.50 \text{cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{106300}{0.9 \times 380 \times 245} = 1.26 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Poutres secondaires PS:** → $\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 1.2 \times 3.14 + 3 \times 1.2 \times 3.14 = 22.61$

$$\tau_{se} = \frac{38070}{0.9 \times 330 \times 226.1} = 0.57 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

V.2.8 Longueur de scellement droit des barres (BAEL91/Art 6.1.23)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

- Pour les HA12 : $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}^2$
- Pour les HA14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}^2$

Selon le RPA

La longueur minimale de recouvrement est $L_r = 40 \times \phi$

- Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ $L_r = 50 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ $L_r = 60 \text{ cm}$

Les règles du RPA (Art 6.A.1/BAEL 91 modifié 99) admettant que l'ancrage d'une barres rectiligne terminée par un crochet est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet, est au moins égales a $0.4 l_s$ pour les aciers HA

- Pour les HA12 : $L_s = 0.40 \times 50 = 20 \text{ cm}$
- Pour les HA14 : $L_s = 0.40 \times 60 = 24 \text{ cm}$

V.2.9 Vérification à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitions et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

➤ Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

- état limite d'ouverture des fissures.
- état limite de résistance du béton en comprissions.
- état limite de déformation.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3.BAEL91)

La fissure dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2.BAEL91)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

σ_s : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

		M_s	A_{st}	ρ	b_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	Vérification
poutres principales (30x40)	en travée	21.16	8.01	0.704	0.878	25.98	79.18	3.05	Cv
	aux appuis	66.83	6.79	0.593	0.886	28.86	292.34	10.13	Cv
poutres secondaire (30x35)	en travée	12.34	6.79	0.690	0.879	26.32	62.65	2.38	Cv
	aux appuis	15.22	6.79	0.690	0.879	26.32	77.27	2.94	Cv

Tableau. V.2.8 : vérification a ELS

V.2.10 Vérification de la flèche

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire a l'aspect et l'utilisation de la construction on prend le cas le plus défavorable pour le calcule dans les 2 sens.

$$\bar{f} = L/500$$

	L_{\max}	$\bar{f} = L/500$	f_{etabs}	Vérification
poutres principales (30x40)	4.00	0.8	0.3978	cv
poutres secondaire (30x35)	3.90	0.78	0.3978	cv

Tableau. V.2 .9 : Vérification de la flèche

➤ **Disposition constructive pour les armatures longitudinale**

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.3.1. Ferraillage des voiles**Introduction**

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

v.3.1. Combinaison d'action

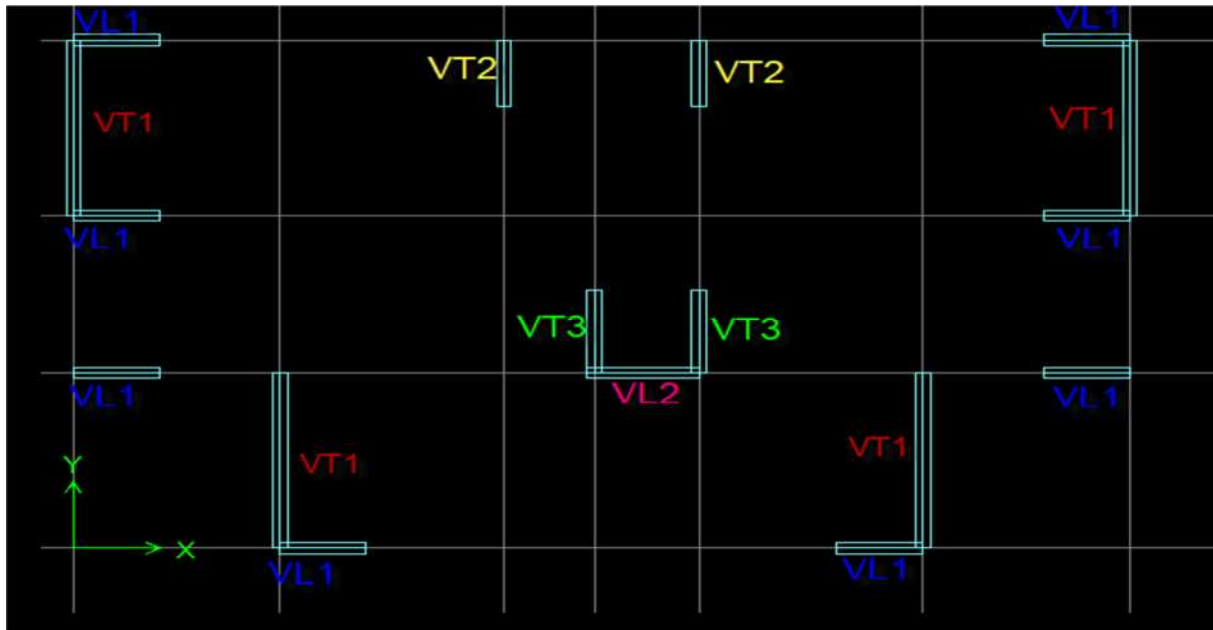
Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{➤ Selon le BAEL 91} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{➤ Selon le RPA version 2003} \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferraillage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

- **Groupe I** : VT1
- **Groupe II** : VT2
- **Groupe III** : VT3 (salle machine).
- **Groupe IV** : VL1
- **Groupe V** : VL2 (salle machine).



v.3.1. : Disposition des voiles

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : RDC.
- ✓ **Zone II** : 1^{er}, 2^{ème} étage.
- ✓ **Zone III** : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- ✓ **Zone V** : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

v.3.2. Exposé de la méthode de calcul

➤ Armatures verticales

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : la longueur de la zone tendue.

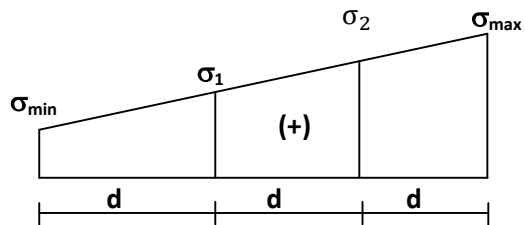
$$L_c = \frac{\tau_{\max}}{\rho_{\max} + \rho_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

a. Section entièrement comprimée (SEC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



v.3.2. : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).

$$N_3 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

➤ **Section d'armatures**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\rho_s}$$

Chapitre V :

Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

e : épaisseur du voile.

σ_s : contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

➤ **Armatures minimales : (Art A.8.1, 21/BAEL91)**

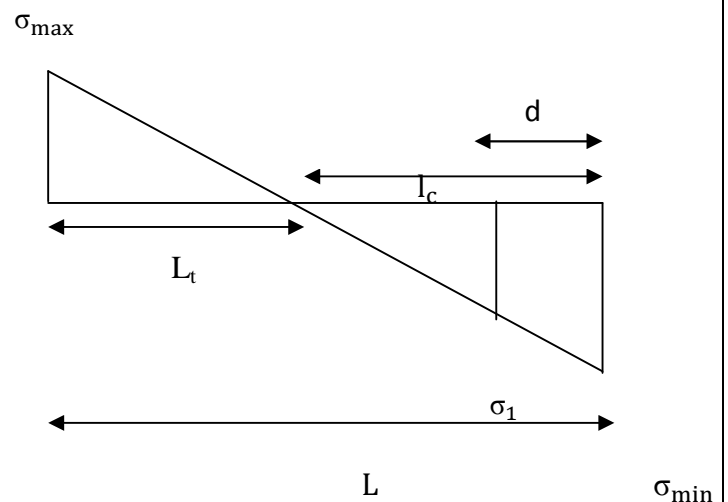
$$A_{\min} \geq \frac{4\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99}).$$

b. Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\tau_1}{2} \cdot d \cdot e$$



v.3.3. : Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

➤ **Section d'armatures :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = **348 MPa**.

- Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

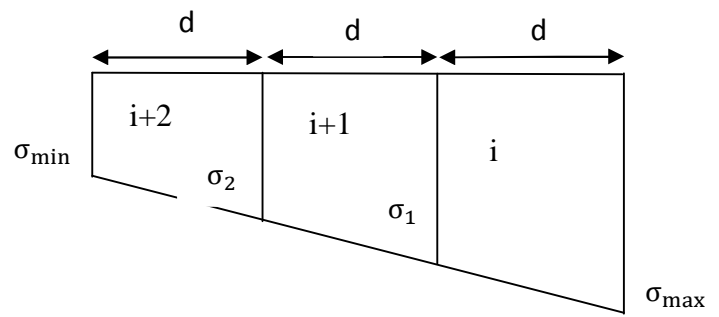
$$A_{\min \text{ RPA}} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA /art 7.7.4.1})$$

b. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



v.3.4. :Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Avec :

e : épaisseur du voile.

- Section d'armatures

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Armatures minimales (BAEL art A4.2.1)

v.3.3. Compression du béton

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

Avec :

B : section du béton comprimé.

➤ **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } \mathbf{B = d.e}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99**

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

- **D'après le BAEL**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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) épingles au mètre carré de surface.

➤ 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé 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.

➤ Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure ou égale à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ Disposition constructives**• Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad (\text{Art 7.7.4.3/ RPA99 (version 2003)})$$

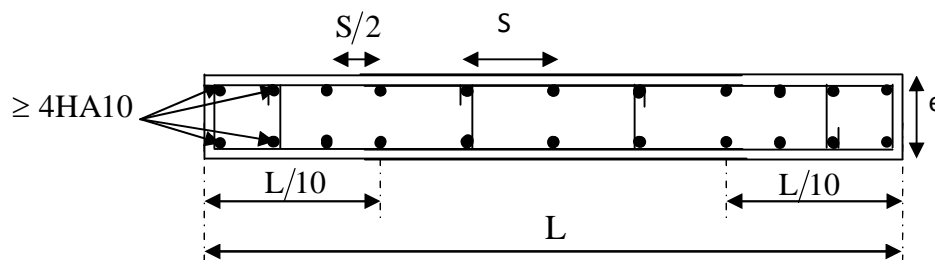
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

➤ **Longueur de recouvrement**

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



v.3.5. : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

v.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement

- D'après le RPA99, version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 V_u$ calcul

b: épaisseur du voile.

d : hauteur utile : **d=0.9h**.

h : hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL91

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

Fissuration préjudiciable : $\tau_u \leq \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

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

v.3.5. Vérification à L'ELS

A l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec:

N_s: effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

v.3.6. Calcul du ferrailage

➤ **Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal L= 3.60 m sur la zone I.

$$L = 1.50\text{m} ; e = 0,25\text{m} ; B = 0.375\text{m}^2 ; V = V' = \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m} ;$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.25 \times 1.5^3}{12} = 0.070 \text{ m}^4 \Rightarrow I = 0.070\text{m}^4$$

a. Caractéristiques géométriques

L (m)	e (m)	B (m ²)	I (m ⁴)
1.50	0.25	0.375	0.070

Tableau : caractéristiques géométriques

a. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par L'ETABS :

$$\sigma_{\max} = 6047,590 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9864,080 \text{ KN/m}^2$$

b. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t »

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{6047.59}{6047.59 + 9864.080} \times 1.50 = 0.57 \text{ m} \Rightarrow L_c = 0.57 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.50 - 0.57 = 0.93 \text{ m} \Rightarrow L_t = 0.93 \text{ m}$$

c. Calcul de «d»

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{4.50}{2}; \frac{2}{3} \times 0.57\right) = \min(2.25; 0.38) = 0.38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 0.38 \text{ m}$$

- Détermination de N

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d)}{L_t} = \frac{9864.08 \times (0.93 - 0.38)}{0.93} = 5833.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 5833.595 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min+\sigma_1}}{2} \times d_1 \times e = \frac{9864.08+5833.595}{2} \times 0.38 \times 0.25 = 745.64 \text{ KN} \Rightarrow N_1 = 745.64 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{5833.595}{2} \times 0.55 \times 0.25 = 401.06 \text{ KN} \Rightarrow N_2 = 401.06 \text{ KN}$$

d. Calcul des armatures verticales

– 1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{745.64}{348 \times 10^{-1}} = 21.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{v1} = 21.63 \text{ cm}^2$$

– 2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{401.06}{348 \times 10^{-1}} = 11.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{v2} = 11.52 \text{ cm}^2$$

e. Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{431.270}{400 \times 10^{-1}} = 11.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{vj} = 11.85 \text{ cm}^2$$

f. Armatures minimales (BAEL 91 modifié /99)

$$A_{min} = \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right) = \max \left(\frac{0.38 \times 0.25 \times 2.1 \times 10^4}{400}; 0.002 \times 10^4 \times 0.38 \times 0.25 \right)$$

$$= \max (4.99; 1.9) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 4.99 \text{ cm}^2$$

– Calcul des sections totales

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 21.63 + \frac{11.85}{4} = 24.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 24.59 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.52 + \frac{11.85}{4} = 14.48 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 14.48 \text{ cm}^2$$

– Ferraillage adoptée

	Section (cm ²)	Ferraillage adopté	Espacement (cm)
1 ^{ère} bande	24,62	2x8HA14	12
2 ^{ème} bande	15,39	2X5HA14	20

Tableau : ferraillage adopté

g. Armatures horizontales

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{24.62}{4} = 6.16\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A_H = 6.16\text{cm}^2$$

D'après le RPA: $A_H \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 0.25 \times 1.50 = 5.63\text{cm}^2$

On prend : $A_H = 6.16\text{cm}^2$

Soit: 2X5HA10 = 15.70cm² /1m de hauteur ; avec: $S_h = 20\text{cm}$

i - Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j- Les vérifications

– Vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5e ; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm et } 20\text{cm} < 30\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$S_h = 25\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

– Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 \times A_v} = \frac{869.12 \times 10^3}{0.375 \times 10^6 + 15 \times 24.62 \times 10^2} = 2.11\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.11\text{MPa} < 208 \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

– Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon le RPA 2003 :

$$209\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 308.05 \times 10^2}{250 \times 0.9 \times 1500} = 0.1278 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.1278 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{308.08 \times 10^2}{250 \times 0.9 \times 1500} = 0.913 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.913 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

	Zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,375	0,375	0,375	0,375	
	He	4,500	3,060	3,060	3,060	
	h	4,15	2,71	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	T(kN)	308,050	215,000	198,840	144,180	
	N _{ser} (kN)	869,12	767,98	600,72	317,86	
	Vu (kN)	431,270	301,000	278,376	201,852	
	σ _{max} (kN/m ²)	6047,590	3824,950	2263,610	4917,140	
	σ _{min} (kN/m ²)	9864,080	6043,000	3991,010	5290,200	
	σs (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00	
	L _c	0,57	0,58	0,54	0,72	
	L _t	0,93	0,92	0,96	0,78	
	d	0,38	0,39	0,36	0,48	
	d _{adopté}	0,38	0,39	0,36	0,39	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,55	0,53	0,60	0,39	
	σ ₁	5832,353	3493,033	2481,937	2645,100	
	N ₁	745,72	462,04	292,83	385,56	
N ₂	400,84	231,84	184,66	128,52		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	21,43	13,28	8,41	11,08	
	A _{v2} /bande (cm ²)	11,52	6,66	5,31	3,69	
	A _{vi} (cm ²)	11,86	8,28	7,66	5,55	
	A'v1/bande	24,39	15,35	10,33	12,47	
	A'v2/bande	14,48	8,73	7,22	5,08	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	4,99	5,09	4,75	6,32	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24,62	18,1	18,1	18,1	
	A'v2 adopté (cm ²)	15,39	13,56	13,56	13,56	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x8HA14	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	6,16	5,63	5,63	5,63	
	AH adopté (cm2)	15,7	15,7	15,7	15,7	
	choix de la section	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des constructions	τ _b =5MPa	T _b	1,278	0,892	0,825	0,598
	τ _u =2,26 Mpa	T _u	0,913	0,637	0,589	0,427
	σ _{bc} =15MPa	σ _{bc}	2,110	1,910	1,494	0,790

Tableau v.3.1 : ferrailage du voile longitudinal VL1

	Zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	1,65	1,65	1,65	1,65	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,4125	0,4125	0,4125	0,4125	
	He	4,500	3,060	3,060	3,060	
	h	4,15	2,71	2,71	2,71	
Sollicitations de calcul	T(kN)	597,040	644,250	393,220	144,180	
	N _{ser} (kN)	956,81	850,43	679,11	373,79	
	V _u (kN)	835,856	901,950	550,508	201,852	
	σ _{max} (kN/m ²)	4147,890	1901,440	243,630	437,510	
	σ _{min} (kN/m ²)	7417,370	4844,330	2614,450	1655,460	
	σ _s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00	
	L _c	0,59	0,47	0,14	0,34	
	L _t	1,06	1,18	1,51	1,31	
	d	0,39	0,31	0,09	0,23	
	d _{adopté}	0,39	0,31	0,09	0,23	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,66	0,87	1,42	1,08	
	σ ₁	4652,110	3576,703	2452,030	1363,787	
	N ₁	595,20	326,38	59,38	86,78	
N ₂	385,96	391,14	433,88	183,28		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	17,10	9,38	1,71	2,49	
	A _{v2} /bande (cm ²)	11,09	11,24	12,47	5,27	
	A _{vj} (cm ²)	22,99	24,80	15,14	5,55	
	A'v1/bande	22,85	15,58	5,49	3,88	
	A'v2/bande	16,84	17,44	16,25	6,65	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5,18	4,07	1,23	3,02	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24,62	18,1	9,05	9,05	
	A'v2 adopté (cm ²)	18,84	18,84	18,1	18,1	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X8HA14	2x8HA12	2x4HA12	2X4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X8HA14	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13	13
		Bande 2	18	18	18	18
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,19	6,19	6,19	6,19	
	AH adopté (cm ²)	15,7	15,7	15,7	15,7	
	choix de la section	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des constructions	τ _b =5MPa	T _b	2,251	2,429	1,483	0,544
	τ _u =2,26 Mpa	T _u	1,608	1,735	1,059	0,388
	σ _{bc} =15MPa	σ _{bc}	2,129	1,929	1,545	0,850

Tableau v.3. 2: ferrailage du voile longitudinal VL2

Chapitre V :

Ferrailage des éléments structuraux

Zone	I	II	III	IV	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06	
L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	
e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
B (m ²)	1	1	1	1	
He	4,500	3,060	3,060	3,060	
h	4,10	2,66	2,66	2,66	
T(kN)	971,920	1038,070	849,000	501,250	
N _{ser} (kN)	2169,71	1905,71	1518,11	805,51	
Vu (kN)	1360,688	1453,298	1188,600	701,750	
σ _{max} (kN/m ²)	4398,820	3146,890	2026,880	4257,800	
σ _{min} (kN/m ²)	7812,300	6154,590	4393,260	4610,770	
σs (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00	
L _c	1,44	1,35	1,26	1,92	
L _t	2,56	2,65	2,74	2,08	
d	0,96	0,90	0,84	1,28	
d _{adopté}	0,96	0,90	0,84	1,04	
d2 = L _t - d _{adopté}	1,60	1,74	1,90	1,04	
σ ₁	4879,753	4056,663	3042,007	2305,385	
N ₁	1524,02	1151,56	782,45	898,93	
N ₂	975,01	884,62	720,69	299,64	
A _{v1} /bande (cm ²)	43,79	33,09	22,48	25,83	
A _{v2} /bande (cm ²)	28,02	25,42	20,71	8,61	
A _{vi} (cm ²)	37,42	39,97	32,69	19,30	
A'v1/bande	53,15	43,08	30,66	30,66	
A'v2/bande	37,37	35,41	28,88	13,43	
A _{min} /bande/nappe (cm ²)	12,61	11,84	11,05	16,80	
A'v1 adopté (cm ²)	55,4	55,4	40,69	40,69	
A'v2 adopté (cm ²)	40	40	29,39	29,39	
Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x18HA14	2x18HA14	2x18HA12	2x18HA12
Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x13HA14	2x13HA14	2x13HA12	2x13HA12
ST		30	30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	19	19	19	19
AH /nappe (cm ²)		15,00	15,00	15,00	15,00
AH adopté (cm ²)		15,39	15,39	15,39	15,39
choix de la section		2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
Espacement st(cm)		25	25	25	25
At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
τ _b =5MPa	τ _b	1,512	1,615	1,321	0,780
τ _u =2,26 Mpa	τ _u	1,080	1,153	0,943	0,557
σ _{bc} =15MPa	σ _{bc}	2,003	1,759	1,431	0,759

Tableau v.3.3 : de ferrailage du voile transversal VT1

Zone	I	II	III	IV		
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40
hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06		
L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50		
e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25		
B (m ²)	0,375	0,375	0,375	0,375		
He	4,500	3,060	3,060	3,060		
h	4,10	2,66	2,66	2,66		
Sollicitation de calcul	T(kN)	330,730	276,200	281,890	330,880	
N _{ser} (kN)	1308,33	1152,34	918,93	490,98		
V _u (kN)	463,022	386,680	394,646	463,232		
σ _{max} (kN/m ²)	2583,900	3174,700	2049,710	2911,860		
σ _{min} (kN/m ²)	8410,830	8324,660	5647,150	3900,620		
σ _s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00		
L _c	0,35	0,41	0,40	0,64		
L _t	1,15	1,09	1,10	0,86		
d	0,24	0,28	0,27	0,43		
d _{adopté}	0,24	0,28	0,27	0,43		
d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,91	0,81	0,83	0,43		
σ ₁	6688,230	6208,193	4280,677	1959,380		
N ₁	443,56	501,52	330,48	313,09		
N ₂	762,85	628,43	446,39	105,67		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	12,75	14,41	9,50	9,00	
A _{v2} /bande (cm ²)	21,92	18,06	12,83	3,04		
A _{vi} (cm ²)	12,73	10,63	10,85	12,74		
A'v1/bande	15,93	17,07	12,21	12,18		
A'v2/bande	25,10	20,72	15,54	6,22		
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3,08	3,62	3,50	5,61	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	18,09	18,09	18,09	18,09	
A'v2 adopté (cm ²)	27,7	27,7	20,35	20,35		
Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12	
Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X9HA14	2X9HA14	2X9HA12	2X9HA12	
ST		30	30	30	30	
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	
	Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,93	6,93	5,63	5,63	
AH adopté (cm ²)	15,7	15,7	15,7	15,7		
choix de la section	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10		
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	T _b	1,372	1,146	1,169	1,373
$\bar{\tau}_u =2,26\text{ Mpa}$	T _u	0,980	0,818	0,835	0,980	
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	σ _{bc}	3,141	2,766	2,266	1,211	

Tableau. V.3.4 : de ferrailage du voile transversal VT2

	Zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	0,40	
	hauteur etage (m)	4,5	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	1,75	1,75	1,75	1,75	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,4375	0,4375	0,4375	0,4375	
	He	4,500	3,060	3,060	3,060	
	h	4,10	2,66	2,66	2,66	
Sollicitations de calcul	T(kN)	185,760	242,470	182,120	147,750	
	N _{ser} (kN)	912,31	800,78	640,17	352,46	
	Vu (kN)	260,064	339,458	254,968	206,850	
	σ _{max} (kN/m ²)	4422,420	2338,250	633,220	714,800	
	σ _{min} (kN/m ²)	7678,040	5251,210	2959,720	1724,140	
	σ _s (kN/m ²)	348,00	348,00	348,00	348,00	
	L _c	0,64	0,54	0,31	0,51	
	L _t	1,11	1,21	1,44	1,24	
	d	0,43	0,36	0,21	0,34	
	d _{adopté}	0,43	0,36	0,21	0,34	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,68	0,85	1,24	0,90	
	σ ₁	4729,760	3692,377	2537,573	1247,607	
	N ₁	661,32	401,84	141,29	127,01	
N ₂	404,41	392,96	392,04	139,61		
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	19,00	11,55	4,06	3,65	
	A _{v2} /bande (cm ²)	11,62	11,29	11,27	4,01	
	A _{vi} (cm ²)	7,15	9,34	7,01	5,69	
	A'v1/bande	20,79	13,88	5,81	5,07	
	A'v2/bande	13,41	13,63	13,02	5,43	
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5,60	4,72	2,70	4,49	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24,6	18,1	18,1	18,1	
	A'v2 adopté (cm ²)	18,1	18,1	18,1	18,1	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X8HA14	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12	2X8HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	14	14	14	14
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6,56	6,56	6,56	6,56	
	AH adopté (cm ²)	15,7	15,7	15,7	15,7	
	choix de la section	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	τ _b =5MPa	T _b	0,660	0,862	0,648	0,525
	τ _u =2,26 MPa	T _u	0,472	0,616	0,463	0,375
	σ _{bc} =15MPa	σ _{bc}	1,923	1,723	1,378	0,759

Tableau V.3.5 : ferrailage du voile transversal VT3

Chapitre VI

Etude de L'infrastructure

VI . Etude de l'infrastructure**Introduction**

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle **d'interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Le rôle des fondations est la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes : semelles sur pieux et puits). Dans le cas le plus générale un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale:** résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

Donc elle représente la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, déroule la bonne tenue de l'ensemble.

VI.1.1.Combinaison de calcul

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- **Combinaison fondamentale DTR BC.2.3.3.1 [04]**

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$$

- **Combinaison accidentelle RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1) [01]**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.1.2.Choix de fondation

Il existe plusieurs types de fondation, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axe des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifiée dans l'ordre suivant :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier général.

Et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1 Calcul des semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_s^{max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- N_s^{max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Dédit de logiciel ETABS).
- S : Surface d'appuis de la semelle ($S = A \times B$).
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement pris égale à 4 bars.

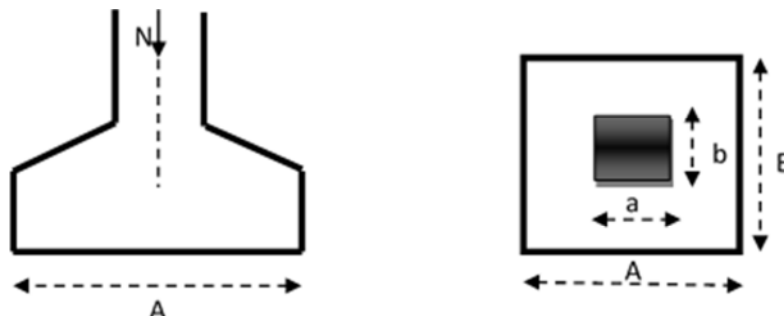


figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée.

➤ **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 = \frac{A}{B}$$

D'où : $A = B$

Alors :

$$B^2 \geq \frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s^{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

-Application numérique:

$$B = \sqrt{\frac{1990.28}{400}} = 2.23 \text{ m}$$

Conclusion

Vu l'importance de l'ouvrage, on remarque qu'il va avoir un risque de chevauchement entre les semelles inévitable, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas. Donc il y a lieu d'opter pour un autre type de fondation.

VI.2.2 Semelles filantes

Semelle filante sous voiles << S₁ >>

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$. La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_{smax}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow B \geq \frac{N_{smax}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N _s [KN]	L [m]	B [m]	Nombre [n]	Surface [m ²] (S = B × L × n)
V _{L1}	869.12	1.50	1.60	8	19.20
V _{L2}	956.81	1.75	1.50	1	2.63
S_{1 totale des semelles sous voiles}					21.83

Tableau VI.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles longitudinales.

Voiles	N _s [KN]	L [m]	B [m]	Nombre [n]	Surface [m ²] (S = B × L × n)
V _{T1}	1308.33	1.50	2.40	2	7.2
V _{T2}	2090.58	4.00	1.50	4	24
V _{T3}	912.31	1.65	1.40	2	4.62
S_{1 totale des semelles sous voiles}					35.82

Tableau VI.2 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles transversales.

a. Semelle filante sous poteaux << S₂>>

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plate telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges $R = \Sigma N_i$.
- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\Sigma N_i \times e_i + \Sigma M_i}{R}$
- e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations des semelles filantes tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.
 . Si $e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \end{array} \right.$$

Poteaux	e_i	N_i	M_i	$N_i \times e_i$
C9	-5.8	1017.45	1.67	-5901.21
C10	-1.8	693.37	1.7	-1248.066
C11	1.8	726.01	1.91	1306.82
C12	5.8	666.04	-5.513	3863.032
SOMME	0	3102.87	1.736	-1979.43

Tableau VI.3 : Résultante des charges pour une semelle sous poteau.

D'où :

$$e = \frac{-1979.43 + 1.736}{3102.87} = -0.63 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{11.6}{6} = 1.93 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)}{\sigma_{sol} \times L}; \quad \text{Avec : } N_s = \Sigma N_i$$

$$B \geq \frac{3102.87 \left(1 + \frac{3 \times (-0.63)}{11.6}\right)}{400 \times 11.6} = 0.6 \text{ m. on prend } B = 1.10 \text{ m}$$

Donc :

-La surface des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_2 = 4(L \times B) = 4 (11.6 \times 1.1) = 51.04 \text{ m}^2$$

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{\text{Total}} = S_1 + S_2 = 57.65 + 51.04 = 108.70 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure est : $S_{t \text{ structure}} = 11.6 \times 18.40 = 213.44 \text{ m}^2$
- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t \text{ semelle}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{108.7}{213.44} = 0.51$$

Donc : La surface des semelles représente 51%

Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, donc on peut conclure que les semelles filantes ne passent pas. $S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$, donc on opte pour **un radier général**.

VI.4. Radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, et il travaille comme un plancher renversé, il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc, il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Son choix se fait selon trois principales caractéristiques :

- La quantité du sol (mauvais sol).
- Charges transmises au sol (importantes).
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.4.1 Pré-dimensionnement

➤ **Épaisseur de la dalle du radier h_r**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir un minimum : **25 cm ($h_{r \min} \geq 25 \text{ cm}$)**

- **Selon la condition forfaitaire**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{400}{8} = 50 \text{ cm} \leq h_r \leq \frac{400}{5} = 80 \text{ cm}.$$

On prend $h_r = 80 \text{ cm}$.

➤ **Epaisseur des nervures h_n**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow h_n = \mathbf{50 \text{ cm.}}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm.} \Rightarrow h_d = \mathbf{30 \text{ cm.}}$$

• **Selon la condition de la vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Où :

- L_e : Longueur élastique.
- L_{max} : Distance entre axe maximale des poteaux.
- $E V_j$: Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$
- b : Largeur de la nervure du radier.
- I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).
- K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ MPa}$).

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,776 \text{ m} = 77.6 \text{ cm} \longrightarrow h_n = \mathbf{100 \text{ cm}}$$

• **Largeur des nervures b_n**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm.} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm.} \Rightarrow b_n = \mathbf{60 \text{ cm.}}$$

Conclusion

D'après les calculs précédents, les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- Hauteur des nervures : $h_n = 100$ cm.
- Largeur des nervures : $b_n = 60$ cm.
- Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 30$ cm.
- Enrobage : $c = 3$ cm.

VI.4.2 Détermination de la surface du radier**a) Détermination des sollicitations**➤ **pois de la superstructure**

- ❖ charges permanentes : $G = 28806.72$ [KN]
- ❖ charges d'exploitation : $Q = 4085.31$ [KN]

➤ **combinaison de charges**➤ **A**

$$\text{P'ELU} : 1,35G + 1,5Q = 1,35(28806.72) + 1,5(4085.31) = 45017.052 \text{ [KN]}$$

➤ **A P'ELS : $G + Q = 28806.72 + 4085.31 = 32892.03$ [KN]**

Donc

$$\text{ELU} : N_U = 45017.052 \text{ [KN]}$$

$$\text{ELS} : N_S = 32892.03 \text{ [KN]}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{45017.052}{1,33 \times 400} = 84.62 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32892.03}{400} = 82.23 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 213.44[\text{m}^2] \geq S_{\text{radier}} = \max(84.62, 82.23) [\text{m}^2]$$

$$S_{\text{bat}} = 213.44[\text{m}^2] \geq S_{\text{radier}} = 84.62 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30[cm]\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30[cm]\right) = 50 [cm]$$

Soit un débord de $L_{débord} = 50 [cm]$.

La surface de débord est :

$$S_{débord} = [(L_x + L_y) \times L_{deb}] \times 2$$

$$S_{débord} = [(18.4 + 11,6) \times 0,5] \times 2 \Rightarrow \text{débord} = 30 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 213.44 + 30 = 243.44 [m^2]$$

$$S_{radier} = 243.44 \text{ m}^2$$

c) Détermination des efforts à la base du radier

➤ charges permanentes

❖ poids du bâtiment : $G_{bat} = 28806.72 [KN]$

❖ poids du radier

$$G_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de T.V.O} \\ + \text{poids de la dalle flottante.}$$

➤ poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times 25$

$$P_{dalle} = 243.44 \times 0,30 \times 25$$

$$P_{dalle} = 1825.8 [KN]$$

➤ poids de la nervure : $P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times 25$

$$P_n = (0,6(1 - 0,30) \times 18.4 \times 6) \times 25 + (0,6(1 - 0,30) \times 11,6 \times 4) \times 25$$

$$P_n = 1646.4 \text{ KN}$$

➤ poids de T.V.O (Thevenot) : $P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

Avec :

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

$$S_{ner} = 0,6 \times 18.4 \times 6 + 0,6 \times 11,6 \times 4$$

$$S_{\text{ner}} = 94.08 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = (243.44 - 94.08) \times (1 - 0,30) \times 25$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 2613.8 \text{ [KN]}$$

➤ **poids de la dalle flottante libre** : $P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times 25$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{\text{max}}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{\text{max}}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{\text{max}}}{40}$$

$$\frac{400}{50} \leq e_p \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8 \leq e_p \leq 10$$

On prend $e_p = 10 \text{ [cm]}$

$$P_{\text{df}} = 243.44 \times 0,10 \times 25 \Rightarrow P_{\text{df}} = 608.6 \text{ [KN]}$$

➤ **poids total du radier**

$$G_{\text{rad}} = 1825.8 + 1646.4 + 2613.8 + 608.6$$

$$G_{\text{rad}} = 6694.67 \text{ [KN]}$$

1) charges d'exploitation

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 4085.31 \text{ [KN]}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 243.44 = 608.6 \text{ KN}$$

2) poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 6694.67 + 28806.72$$

$$G_{\text{tot}} = 35501.40 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4085.31 + 608.6 = 4693.91 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 4693.91 \text{ KN}$$

3) Combinaisons d'action

$$\text{A l'ELU : } 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(35501.40) + 1,5(4693.91) = 54967.76 \text{ KN}$$

$$N_u = 54967.76 \text{ KN}$$

$$A \text{ P'ELS} : G + Q = 35501.40 + 4693.91 = 40195.31 \text{ KN}$$

$$N_s = 40195.31 \text{ KN}$$

VI.4.3 Calcul des caractéristiques géométriques du radier

➤ **calcul du centre de gravité**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.82 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.81 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{18.4 \times 11.6^3}{12} = 2393.37 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{11.6 \times 18.4^3}{12} = 6021.85 \text{ m}^4$$

VI.4.5. Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$b=100[\text{cm}] \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{54967.76 \times 1}{243.44} \times \frac{4}{2} = 451.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{451.59 \times 1000}{1 \times 1000 \times 0,270} = 1,67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

Caractéristiques géométriques :

$$X_G = 8.82 \text{ m}$$

$$Y_G = 5.8 \text{ m}$$

$$I_{XX} = 2393.37 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 6021.05 \text{ m}^4$$

La vérification de la stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal dû aux charges verticales.
- Moment de renversement dû au séisme.

$$M = M_0 + T_0 h$$

M₀ : Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu à partir du logiciel **ETABS**).

T₀: Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu à partir du logiciel **ETABS**).

h: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

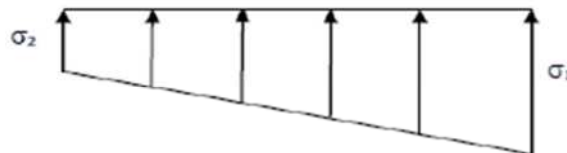


figure VI.2 Diagramme des contraintes du sol.

Avec : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{➤ A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{➤ A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$N_u = 54967,76 \text{ KN}$$

$$N_s = 37524,65 \text{ KN}$$

➤ **Sens longitudinal**

➤ **ELU :**

$$M = 56607,30 + (2838,7 \times 1) = 59446 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{54967,76}{243,44} \pm \frac{59446 \times 8,82}{6021,05}$$

$$\sigma_1 = 331,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 157,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(331,27) + 157,11}{4} = 287,73 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_m = 287,73 \text{ KN/m}^2 \leq 532 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS**

$$M = 56607,30 + (2838,7 \times 1) = 59446 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times X_G}{I_{yy}} = \frac{40195,31}{243,44} \pm \frac{59446 \times 8,82}{6021,05}$$

$$\sigma_1 = 252,19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 78,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(252,19) + 78,03}{4} = 208,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 208,65 \text{ KN/m}^2 \leq 400 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal

• ELU

$$M = 72500.43 + (3551.12 \times 1) = 76051.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{54967.76}{243.44} \pm \frac{76051.55 \times 5,8}{2393.37}$$

$$\sigma_1 = 410.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 41.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(410.1) + 41.5}{4} = 317.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 317.95 \text{ KN/m}^2 \leq 532 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• ELS

$$M = 72500.43 + (3551.12 \times 1) = 76051.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{40195.31}{243.44} \pm \frac{76051.55 \times 5,8}{2393.37}$$

$$\sigma_1 = 349.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -19.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(349.41) - 19.19}{4} = 228.48 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m = 228.48 \text{ KN/m}^2 \leq 400 [\text{KN/m}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Toutes les contraintes sont vérifiées.

➤ Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale de la dalle.

➤ **Vérification pour les poteaux**

$N_u = 1502.06$ [KN] (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2hn) \times 2 = (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) \times 2 = 5.8\text{m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4350\text{KN}$$

$N_u = 1502.06\text{KN} < 4350 \text{ KN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **vérification pour les voiles**

$N_u = 38753.14\text{KN}$ (Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,25 + 4 + (2 \times 1)) \times 2 = 12.5 \text{ [m]}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 12.5 \times 25000}{1,5} = 9375\text{KN}$$

$N_u = 38753 \text{ [KN]} < 9375 \text{ [KN]} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

VI.5.Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} (L_x < L_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Identification du panneau le plus sollicité**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maxima le σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

ELU : $q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 287.73 - \frac{6694.67}{243.44} = 260.23 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 208.65 - \frac{6694.67}{243.44} = 181.15 \text{ KN/m}^2$

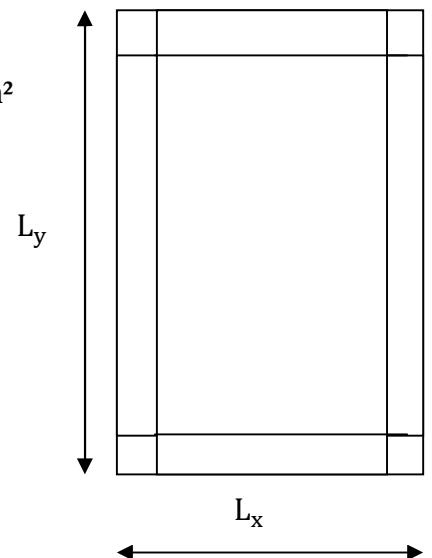
Panneau de dimension :

$L_x = 3.90 \text{ [m]}$

$L_y = 4.00 \text{ [m]}$

$\rho = \frac{3.90}{4.00} = 0,97$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.



VI.5.1. Calcul des armatures à l'ELU

$$\rho = 0,97 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{array} \right.$$

$$q_u = 260.23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0393 \times 260.23 \times 3.90^2 = 155.55 \text{ [KN. m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,934 \times 155.55 = 145.28 \text{ [KN. m]}$$

➤ **sens XX**

➤ **prise en compte de la continuité**

➤ **Moment en travées**

$$M_{utx} = 0,75 \times 155.55 = 116.66 \text{ [KN. m]}$$

➤ **Moment aux appuis**

$$M_{uax} = M_{uay} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 155.55 = -77.78 \text{ [KN. m]}$$

➤ **Ferrailage**

➤ **en travée**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{116.66}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,030 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{116.66 \times 10^2}{0,985 \times 27 \times 34,8} = 12.60 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

On adopte : **8HA16 = 16,08 [cm²]** avec un espacement **s_t = 12 [cm]**

➤ **aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.78}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,076 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,076 \longrightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{77.78 \times 10^2}{0,960 \times 27 \times 34,8} = 8.62 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

On adopte : **8HA14 = 12,32 [cm²]** avec un espacement **s_t = 12 [cm]**

- sens YY
- prise en compte de la continuité
- Moment en travées

$$M_{uty} = 0,75 \times 145.28 = 108.96 \text{ [KN.m]}$$

➤ Ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108.96}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.106 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,106 \longrightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{108.96 \times 10^2}{0,944 \times 27 \times 34,8} = 12.28 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

On adopte : **5HA20 = 15.70 [cm²]** avec un espacement **s_t = 20 [cm]**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

sens	Zone	M [KN.m]	μ	Obs	β	A_u [cm ²]	Ferrailage	A_u adoptée	s _t [cm]
l_x	Travée	116.66	0.030	SSA	0.985	12.60	8HA16	16,08	12
	Appuis	77.78	0.076	SSA	0.906	8.62	8HA14	12,32	12
l_y	Travée	108.96	0,106	SSA	0.944	12.28	5HA20	15.70	20

Tableau VI.4 Tableau de ferrailage du radier

Vérification de la condition de non fragilité

➤ Sens l_x

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,78}{2} = 2,66 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{uax} = 16.08 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2\text{/ml} \\ A_{utx} = 12.32 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2\text{/ml} \end{array} \right.$$

Sens l_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \quad \longrightarrow \quad A_y \geq bh\omega_0$$

$$A_{y\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

$$A_{uay} = 15.70 \text{ [cm}^2\text{/ml]} > A_{\min} = 2,4 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

➤ **Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures parallèles à L_x

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min\{90; 33 \text{ [cm]}\}$$

$$14 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]}$$

$$12 \text{ [cm]} \leq 33 \text{ [cm]}$$

- Armatures parallèles à L_y

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min\{120; 45 \text{ [cm]}\}$$

$$25 \text{ [cm]} \leq 45 \text{ [cm]}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0,97 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{array} \right.$$

$$q_s = 208.65 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0393 \times 208.65 \times 3.9^2 = 124.72 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,934 \times 124.72 = 116.50 \text{ [KN. m]}$$

➤ **Moment en travées**

➤ **sens X-X**

$$M_{stx} = 0,75 \times 124.72 = 93.54 \text{ KN. m}$$

➤ **sens Y-Y**

$$M_{sty} = 0,75 \times 116.50 = 87.38 \text{ [KN. m]}$$

➤ **Moment aux appuis**

$$M_{sax} = M_{say} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 124.72 = -62.36 \text{ [KN. m]}$$

➤ **vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
l_x	Appuis	62.36	12.32	0,450	0,898	34,02	208.76	6,13	15	Cv
	Travée	93.54	16.08	0,593	0,886	28.86	243.17	8.43		Cv
l_y	travée	87.36	15.70	0,580	0,887	29.25	232.34	7,94		Cv

Tableau VI.5 Vérification a l'ELS

VI.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous .Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur.

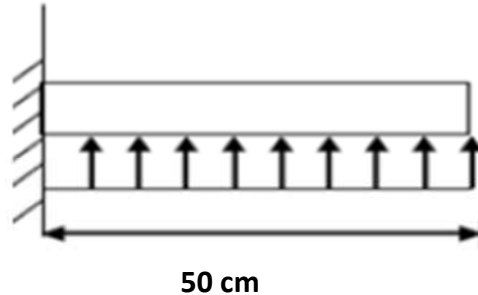


figure VI.3 Schéma statique du débord.

VI.6.1 Sollicitation de calcul

- A L'ELU : $q_u = 260.23 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{260.23 \times 0,5^2}{2} = 32.53 \text{ [KN.m]}$$

- A L'ELS: $q_s = 181.15 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{181.15 \times 0,5^2}{2} = 22.64 \text{ [KN.m]}$$

VI.6.2 Calcul des armatures

$b = 1 \text{ [m]} ; d = 27 \text{ [cm]} ; f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]} ; \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.53}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,032 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,032 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.53 \times 10^2}{0,984 \times 27 \times 34,8} = 3,51 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **5HA10/ml = 3,93 [cm²/ml]** avec un espacement $s_t = 20 \text{ [cm]}$

VI.6.3. Vérification à l'ELU

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 [cm^2]$$

$$A_u = 3,93 [cm^2] > A_{min} = 3,26 [cm^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.4. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \longrightarrow 2HA10/ml = 1,57 [cm^2/ml]$$

VI.6.5. Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{32.53}{22.64} = 1,43$$

$$\mu = 0,032 \longrightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI.7. Calcul des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

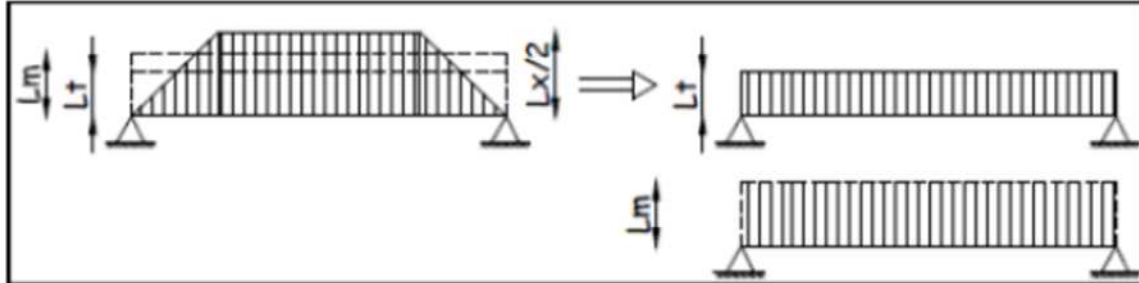


figure VI.4 Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times Lx$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times Lx$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho x^2}{4}\right)$

➤ **Pour les moments fléchissant**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

➤ **Pour les efforts tranchants**

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

VI.7.1.Détermination des charges**• A L'ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerveure}}}{S_{\text{nerveure}}} \right) = \left(287.73 - \frac{6694.67}{243.44} - \frac{1646.4}{94.08} \right) = \mathbf{242.73 \text{KN/m}^2}$$

• A L'ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{nerveure}}}{S_{\text{nerveure}}} \right) = \left(208.65 - \frac{6694.67}{243.44} - \frac{1646.4}{94.08} \right) = \mathbf{163.65 \text{KN/m}^2}$$

➤ Sens longitudinal (on a 4 files) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x [m]	L _y [m]	ρ _x	chargement	L _m [m]	L _t [m]	q _u [KN/m ²]	q _s [KN/m ²]	Q _u [KN/m]	∑ Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	∑ Q _s [KN/m]	Q _u [KN/m]	∑ Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	∑ Q _s [KN/m]
AB	1	3.60	4	0.9	Triangulaire	1.31	1.07	242.73	163.65	317.97		214.38		259.72		175.11	
	2	3.60	3.60	1	Triangulaire	1.20	0.90	242.73	163.65	291.28	609.25	196.38	410.76	218.46	478.18	147.29	322.4
BC	1	3.90	4	0.98	Triangulaire	1.32	1.01	242.73	163.65	320.40		216.02		245.16		165.29	
	2	3.90	3.60	0.92	Triangulaire	1.29	1.04	242.73	163.65	352.44	672.84	211.10	427.12	252.44	497.60	170.20	335.49
CD	1	3.40	4	0.85	Triangulaire	1.29	1.09	242.73	163.65	313.12		211.10		264.57		178.38	
	2	3.40	3.60	0.94	Triangulaire	1.20	0.94	242.73	163.65	291.28	604.4	196.38	407.48	228.17	492.74	153.83	332.21
DE	1	3.90	4	0.98	Triangulaire	1.33	1.01	242.73	163.65	332.83		217.65		245.16		165.29	
	2	3.90	3.60	0.92	Triangulaire	1.29	1.04	242.73	163.65	313.12	645.95	211.10	428.75	252.44	497.60	170.20	335.49
EF	1	3.60	4	0.9	Triangulaire	1.31	1.07	242.73	163.65	317.98		214.38		259.72		175.11	
	2	3.60	3.60	1	Triangulaire	1.20	0.90	242.73	163.65	291.28	609.26	196.38	410.76	218.46	478.18	147.29	322.4

➤ Calcul des charges (avec la file la plus sollicitée file 2) :

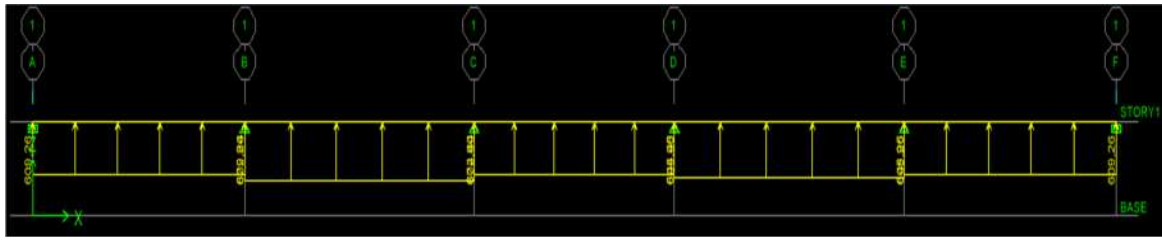


Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELU

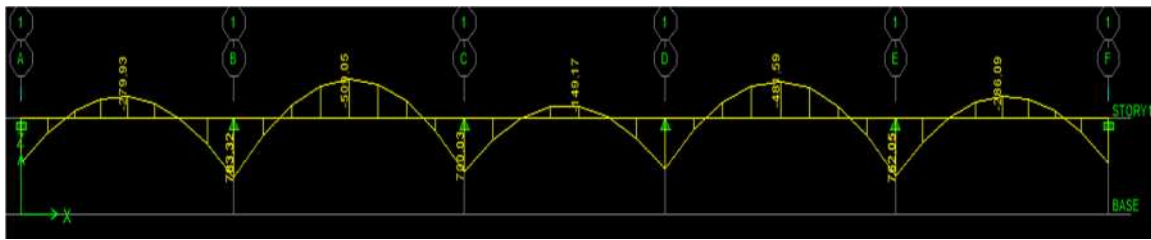


Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELU



Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELS

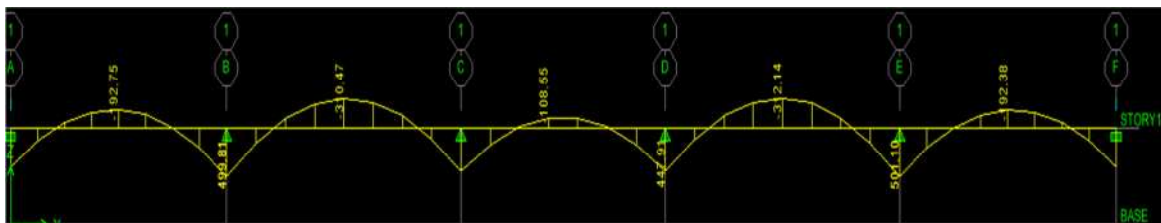


Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS

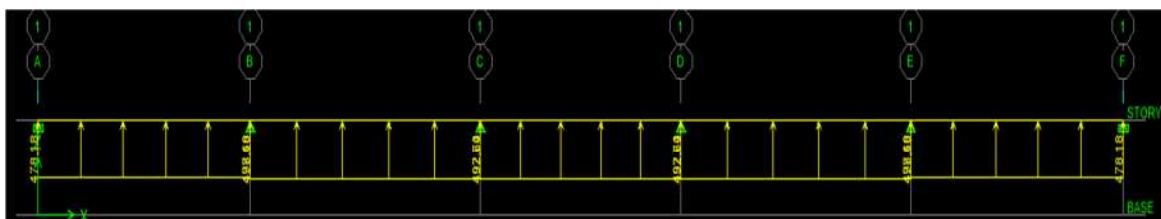


Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELU

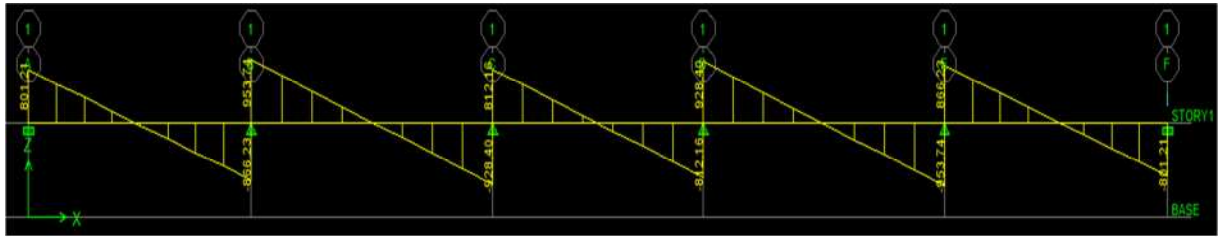


Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

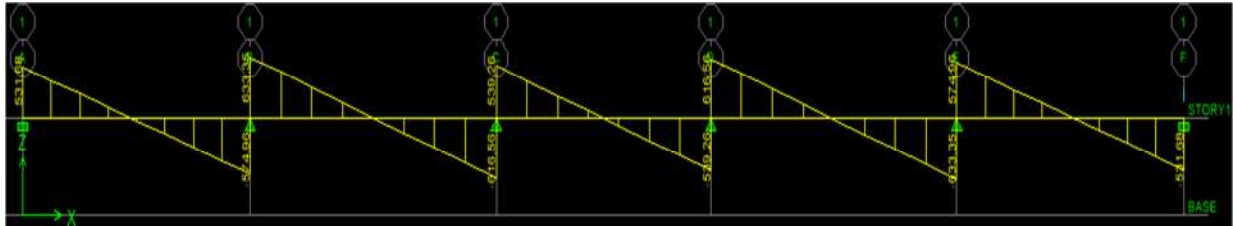


Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

➤ Sens transversal (on a 6 files) :

travée	panneau	L _x [m]	L _y [m]	ρ _x	chargement	L _m [m]	L _t [m]	q _u [KN/m ²]	q _s [KN/m ²]	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u [KN/m]	∑ Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	∑ Q _s [KN/m]	Q _u [KN/m]	∑ Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	∑ Q _s [KN/m]
AB	1	3.60	4	0.9	Trapézoïdale	1.31	1.07	242.73	163.65	317.97		214.38		259.72		175.11	340.4
	2	3.90	4	0.98	Trapézoïdale	1.32	1.01	242.73	163.65	320.40	638.37	216.02	420.4	245.16	504.88	165.29	
BC	1	3.60	3.60	1	Triangulaire	1.20	1.90	242.73	163.65	291.28		196.38		218.46		147.29	325.67
	2	3.90	3.60	0.92	Trapézoïdale	1.29	1.04	242.73	163.65	352.44	643.72	211.10	407.48	264.57	483.03	178.38	
CD	1	3.60	4	0.9	Trapézoïdale	1,31	1.07	242.73	163.65	317.97		214.38		259.72		175.11	340.4
	2	3.90	4	0.98	Trapézoïdale	1.33	1.01	242.73	163.65	320.40	638.37	216.02	420.4	245.16	504.88	165.29	

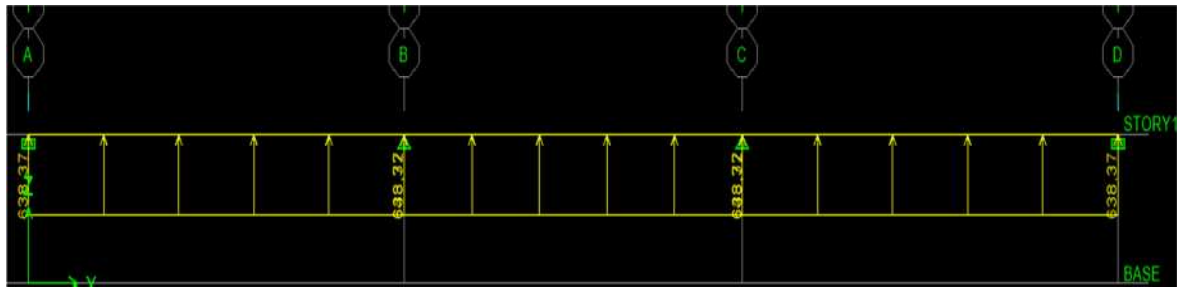


Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELU

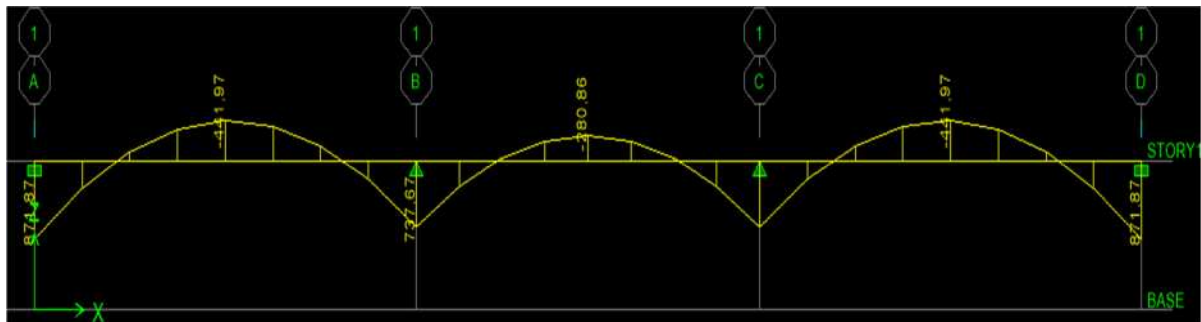


Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELU

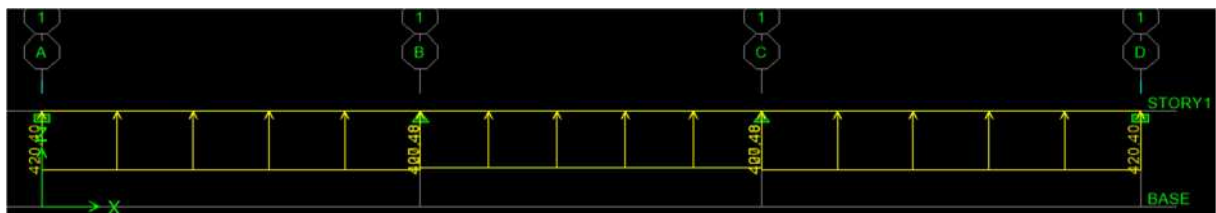


Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELS

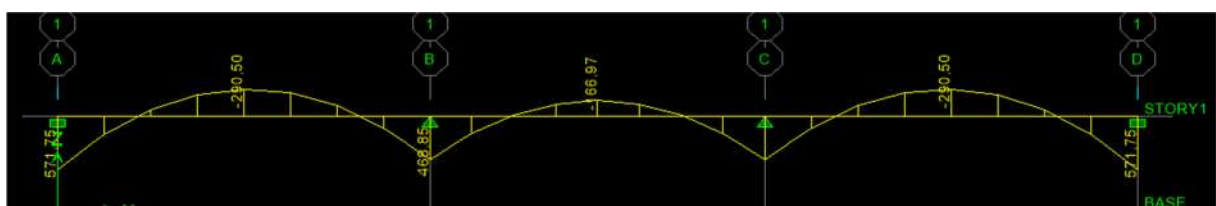


Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS



Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELU

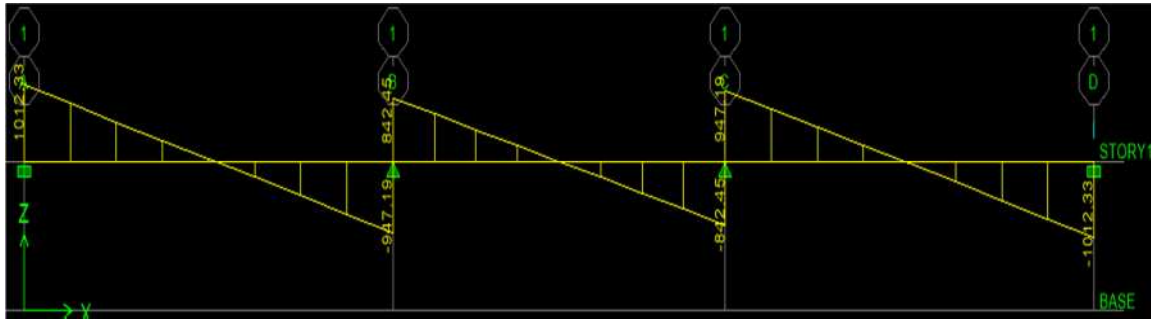


Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

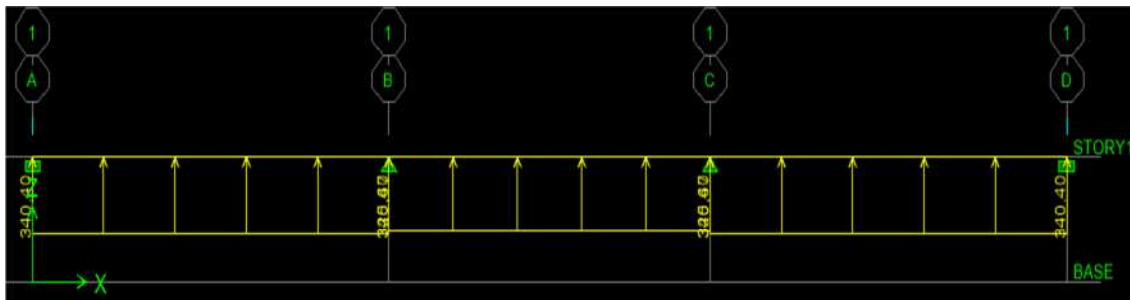


Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELS

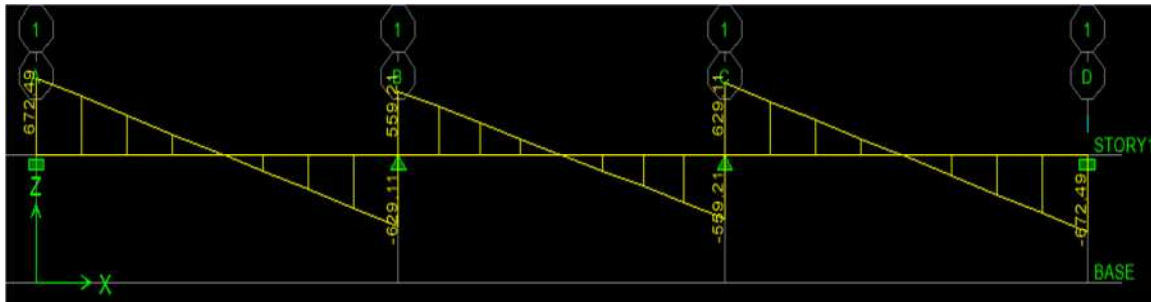


Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

VI.6.1.Sollicitation maximale

➤ **Sens longitudinal**

$$M_{tmax} = 509.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{aumax} = 783.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{tsmax} = 312.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{asmax} = 501.10 \text{ KN.m}$$

$$T_{umax} = 953.74 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal**

$$M_{t_{\text{umax}}} = 441.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{umax}}} = 871.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{\text{smax}}} = 290.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\text{smax}}} = 571.75 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{umax}} = 1012.33 \text{ KN.m}$$

VI.6.2. Le ferrailage

➤ **Armatures longitudinales**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 60\text{cm}, h = 100\text{cm}, d = 95\text{cm}, f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Exemple de calcul**

$$M_{t_{\text{umax}}} = 509.05 \text{ KN.m}; \quad M_{a_{\text{umax}}} = 783.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_u \mu_u = \frac{M_a^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{783.32 \times 10^6}{600 \times 950^2 \times 14.2} = 0,102 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,102 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,946$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{783.32 \times 10^6}{0,946 \times 950 \times 348 \times 100} = 25.05 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}20 + 5\text{HA}20 = 31.41 \text{ cm}^2$$

		M (KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	783.32	0,102	0,946	25.05	5HA20 (filante)+5HA20(chapeau)	31.41
	Travée	509.05	0,066	0,966	15.94	5HA16 (filante)+5HA16(chapeau)	20.10
Sens transversal	Appui	871.87	0,114	0,939	28.09	5HA20 (filante)+5HA20(chapeau)	31.41
	travée	441.97	0,058	0,970	13.78	5HA16 (filante)+5HA16(chapeau)	20.10

Tableau VI.6 Ferrailage des nervures à L'ELU.

VI.6.3.Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 600 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6.88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 31.41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 20.10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 31.41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 20.10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Contrainte de cisaillement

$$T_{umax} = 953.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{953.47 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99)**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **En zone nodale**

$$\min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 3,6 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 8\text{HA}8 = 4,02 \text{ cm}^2$

VI.6.Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens X-X**

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{783.32}{501.10} = 1,56 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,102\alpha = 0,1348$$

$$\alpha = 0,1348 \leq \frac{1,56-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,53 \quad \square \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{441,97}{290,50} = 1,52 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,058 \alpha = 0,0747$$

$$\alpha = 0,0854 \leq \frac{1,63-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,565 \quad \square \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens Y-Y**

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{871,87}{571,75} = 1,52 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,114 \quad \alpha = 0,1517$$

$$\alpha = 0,1517 \leq \frac{1,52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51 \quad \square \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{441,97}{290,50} = 1,52 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,058 \quad \alpha = 0,0747$$

$$\alpha = 0,0747 \leq \frac{1,52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51 \quad \square \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

➤ **Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} = 3\text{cm}^2 \quad \text{Par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08\text{cm}^2$$

Chapitre VII

Mur de soutènement

VII. Murs de soutènement**Introduction**

Le mur de soutènement sera prévu au niveau de l'infrastructure pour prendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min}=15\text{cm}$ dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivante :

- réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.1.1. Méthode de calcul

Vu que le mur n'est pas solidaire avec la structure, donc celui-ci sera considéré comme étant une console encadrée à sa base, subissant un moment d'encastrement qui est du à la poussée des terres

1.2. Prescription RPA

- a (Art 10.4.3)

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale :

$\rho_{ad} = 0.5 \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] + \gamma \times H^2$, applique horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur

K_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique données par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

γ : Poids volumique du sol du remblai

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion

B : angle de la surface du remblai sur l'horizontal

H : Hauteur de la parois verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce ρ_{ad}

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

$K_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$K_v = \pm 0.3K_h$ Contrainte verticale (Art 10.4.2)

• **Art 10.4.6**

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme Q, la poussée dynamique est égale à :

$\rho_{ad}(Q) = K_{ad}(1 \pm K_{ad}) \frac{QH}{\cos\beta}$ appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.

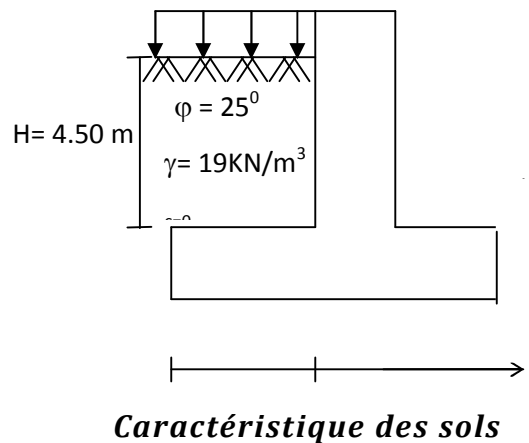
VII.1.2. Caractéristiques du sol

Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{KN/ml}$

Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$

Cohésion : $C = 0$



2.1. Calcul des sollicitations

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} = 0.63$$

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v = K_a (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

ELU:

$$\sigma_H = K_a (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.63 (1,5 \times 10 + 1,35 \times 19 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 9.45 + 16.16h.$$

- pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_H = 9.45 \text{KN/m}^2$

- pour : $h=4.50\text{m} \rightarrow \sigma_H=82.17\text{KN/m}^2$

➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_a (q + \gamma \cdot h) = 6.3 + 11.97h$$

- pour $h=0 \rightarrow \sigma_H = 6.3\text{KN/m}^2$

- pour $h=4.50\text{ m} \rightarrow \sigma_H = 60.17\text{KN/m}^2$

2.2. Diagramme des contraintes

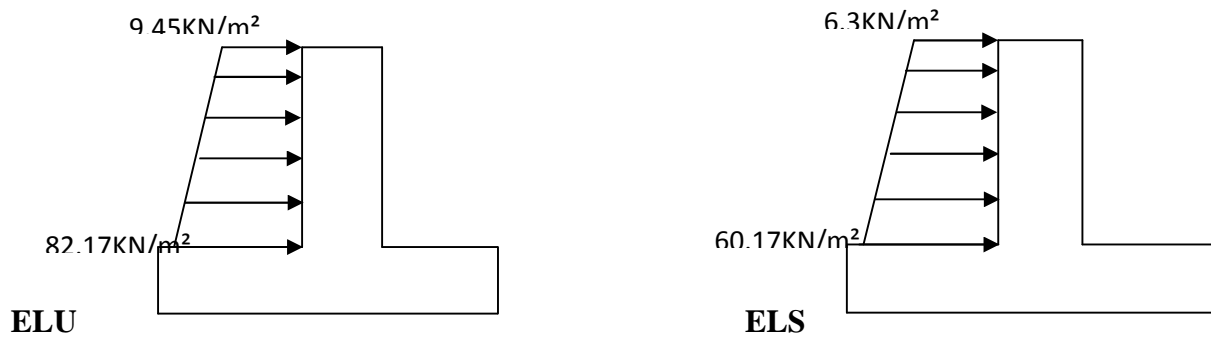


Figure VII.2.: Diagramme des contraintes

2.3. Charge moyenne

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **A l'ELU**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 82.17 + 9.45) \times 1}{4} = 64 \text{ KN / m}$$

- **A l'ELS**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 60.17 + 6.30) \times 1}{4} = 46.70 \text{ KN / m}$$

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2.4. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des p anneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85M
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0.3M (appuis de rive).
 - 0.5M (autres appuis).

VII.1.3. Identification des panneaux : $l_x = 4.30 \text{ m}$ $l_y = 4.50 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.30}{4.50} = 0.95 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ **ELU :**

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0410 \times 64 \times 4.30^2 = 48.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.888 \times 48.52 = 43.08 \text{ KN.m}$$

3.1. Correction des moments

Sens x-x

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5M_{ox} = 0.5 \times 48.52 = 24.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \cdot M_{ox} = 0.85 \times 48.52 = 41.24 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5M_{oy} = 0.5 \times 43.08 = 21.54 \text{ KN.m}$$

En travée: $M_t = 0.85 \cdot M_{oy} = 0.85 \times 43.08 = 36.62 \text{ KN.m}$

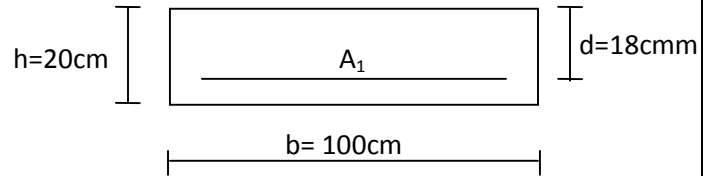
VII.1.4. Ferrailage

Les efforts qui seront utilisés dans les calculs sont :

$M_{t \max}^x = 42.24 \text{ KN.m}$

$M_{t \max}^y = 36.62 \text{ KN.m}$

$M_{a \max} = 24.25 \text{ KN.m}$



$\mu_b = \frac{Mf}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

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

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

$A_{min}^x = w_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$ pour FeE400 $\rightarrow w_0=0.0008$

$A_{min}^y = w_0 bh$

4.1. Calcul des sections d'armatures

Sens	Zone	$M_u \text{ KN.m}$	μ_b	β	$A_u \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_{min} \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_{adopté} \text{ [cm}^2\text{]}$	St [cm]
x-x	appuis	24.25	0.054	0,972	3.98	1,64	6HA14=9.23	15
	travée	41.24	0.090	0,953	6.90	1,64	6HA16=12.06	15
y-y	appuis	21.54	0.046	0,976	3.52	1,60	6HA14=9.23	15
	travée	36.62	0.080	0,958	6.10	1,60	6HA16=12.06	15

Tableau VII.1. ferrailage du mur plaque

VII.1.5. Recommandations du RPA 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq 2 \text{ cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m^2 de diamètre $\phi 8$.

VII.1.6. Vérification de l'effort tranchant

Fissuration nuisible on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{v}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$v_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 97.63 \text{ KN}$$

$$v_x = \frac{q_u l_x}{3} = 91.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v}{bd} = \frac{97,63 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.54 < 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

$$\tau_u = \frac{v}{bd} = \frac{91,73 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0.51 < 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

6.1. Vérification à l'ELS

➤ **ELS :**

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.923 \end{cases}$$

6.1.1. Correction des moments**Sens x-x**

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5M_{ox} = 0.5 \times 41.71 = 20.85 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \cdot M_{ox} = 0.85 \times 41.71 = 35.45 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5M_{oy} = 0.5 \times 38.50 = 19.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \cdot M_{oy} = 0.85 \times 38.50 = 32.73 \text{ KN.m}$$

6.2. Vérification des contraintes

Le mur de soutènement étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

6.2.1. Contrainte dans l'acier

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL)

6.2.2. Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sens	Zone	A _s	M _s	ρ ₁	b	K ₁	σ _{st}	σ _{st}	σ _b	σ _b
x-x	appuis	9.23	20.85	0.518	0.892	31.30	140.7	201.63	4.50	15
	travée	12.06	35.45	0.67	0.880	26.67	183.1	201.63	6.86	15
y-y	appuis	9.23	19.25	0.518	0.892	31.30	129.9	201.63	4.15	15
	travée	12.06	32.73	0.67	0.880	26.67	169.0	201.63	6.34	15

Tableau VII.2. : Vérification des contraintes à l'ELS.

VII.1.7. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : Sens (X-X) : $St < \min(3h ; 33cm)$

Sens (Y-Y) : $St < \min(4h ; 45cm)$

Sens XX → $St = b/5 = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33cm \rightarrow$ Condition Vérifiée.

Sens YY → $St = b/5 = 100 /5 = 20 \text{ cm} < 33cm \rightarrow$ Condition Vérifiée.

VII.1.8. Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 21 = 2,835 MPa$$

$$L_s = \frac{1,60 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 cm ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, sis en zone de sismicité moyenne II, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. A présent que l'étude de notre structure est achevée, nous avons constaté :

- Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.
- Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.
- Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir

Bibliographie

Règlement

- Règles parasismique Algérienne RPA99/modifiée 2003.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99.
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation.

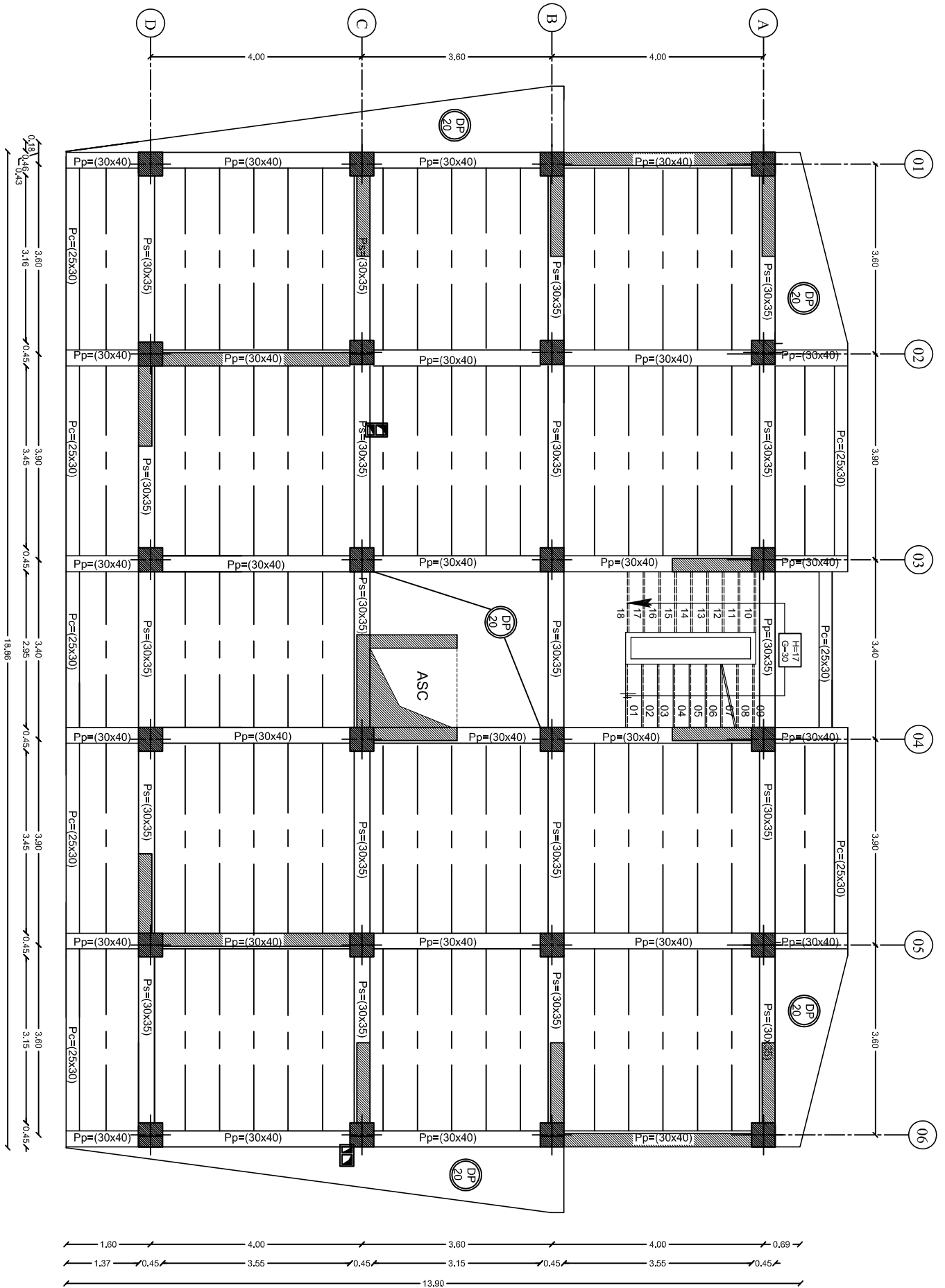
Logiciels

- ETABS 9.7.0.
- AUTOCAD2016.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- Word.
- Excel.

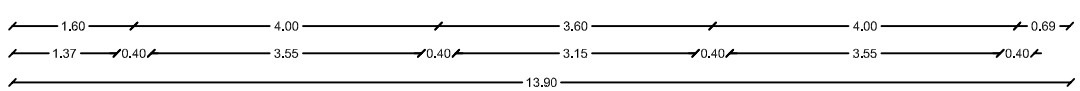
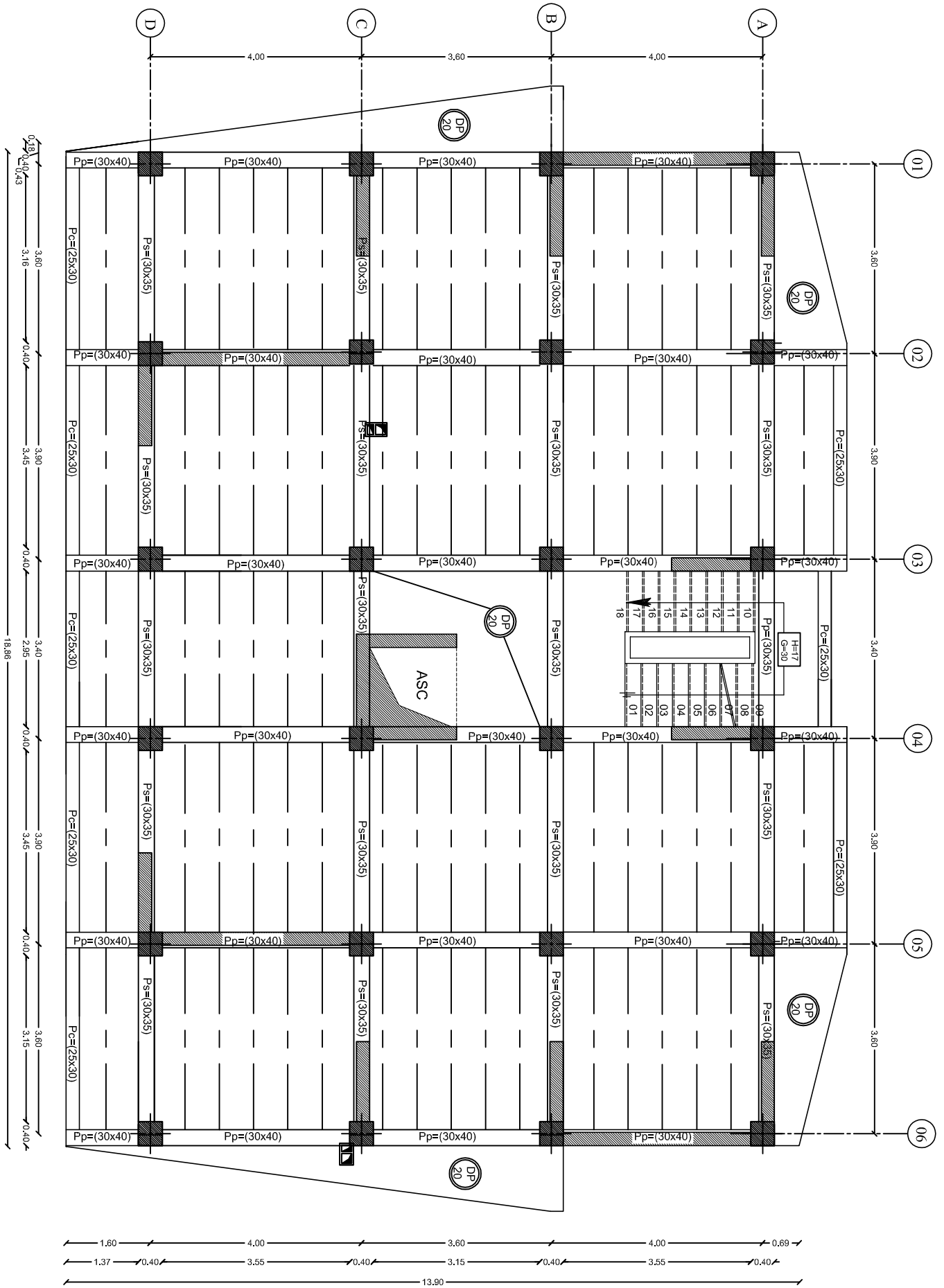
Ouvrage

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Formulaire du béton armé de Victor Davidovici
- Calcul des ouvrages en béton armé Henry Tonier
- Calcul des ouvrages en béton armé M.belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

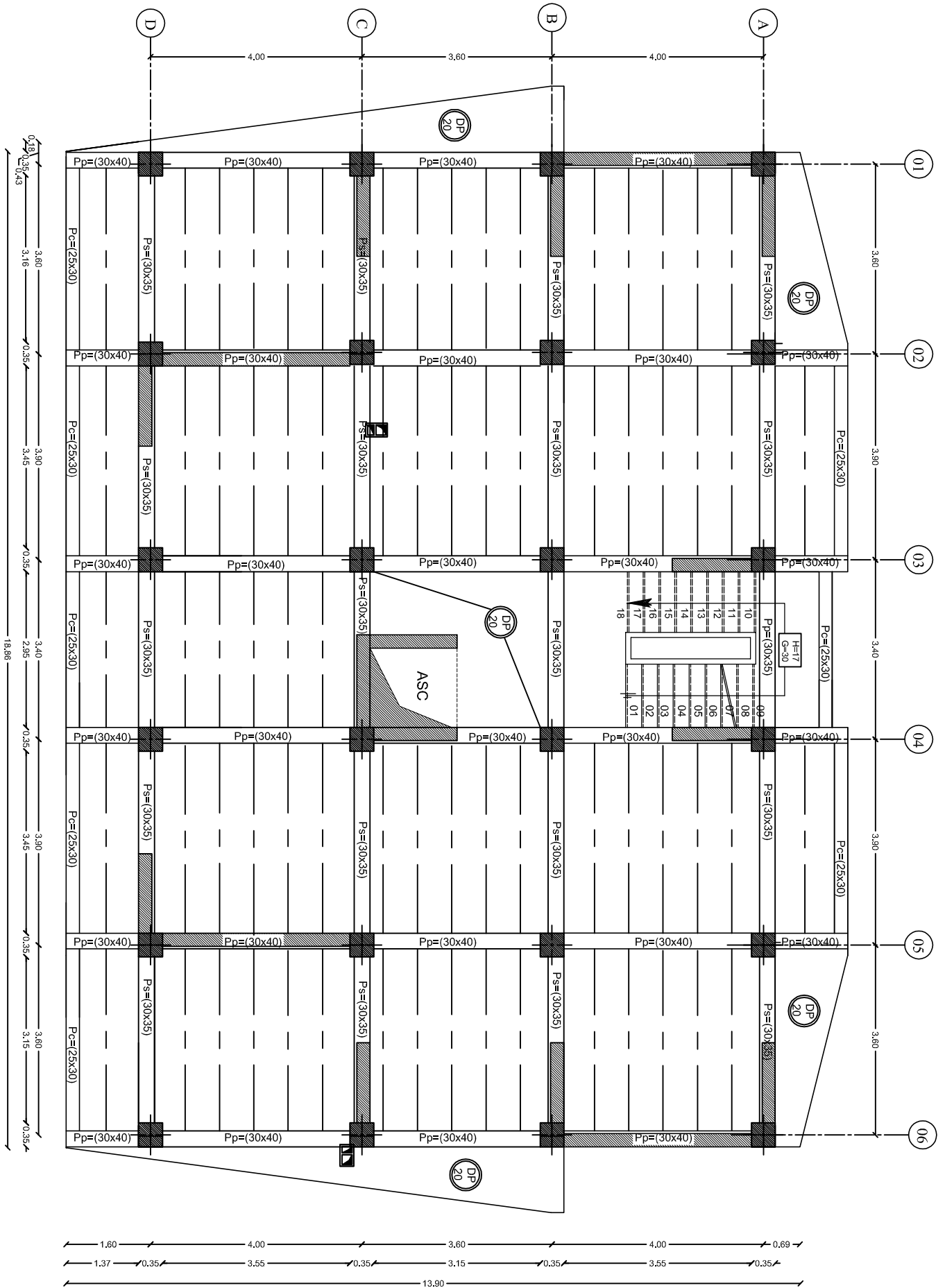
Coffrage plancher Niv +4.50, +7.56, 10.62



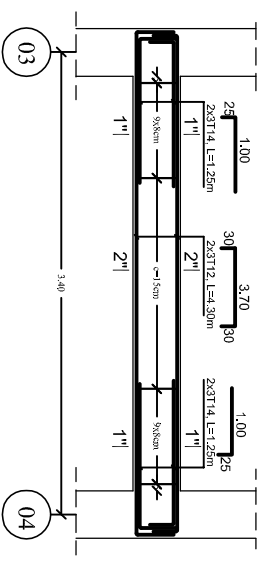
Coffrage plancher Niv +13.68 , +16.74, +19.80



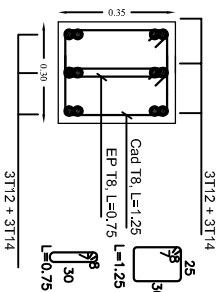
Coffrage plancher Niv +22.86 , +25.92, +28.98



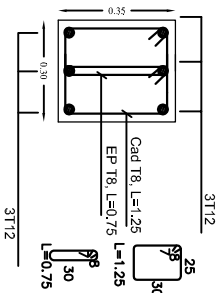
Ferr. poutre palière (30x35) Escalier Ech. 25



Coupe 1"-1" Ech: 1/10

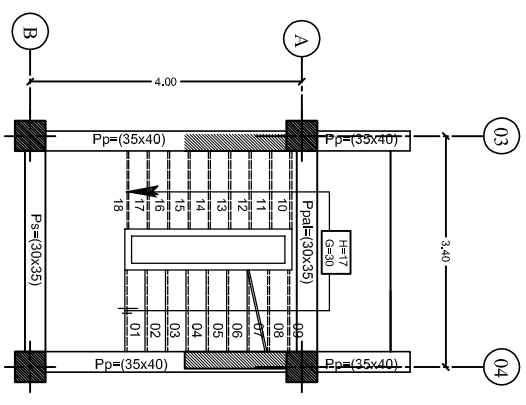


Coupe 2"-2" Ech: 1/10

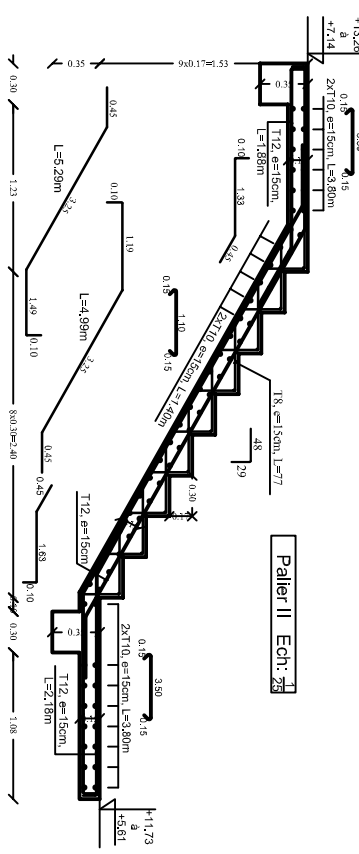


Dispositions constructives:
 1°- La reprise de bétonnage devra se faire sur la poutre palière, non sur les poteaux.
 2°- L'espacement des cadres des poteaux de la cage d'escalier sera de 50cm pour l'ensemble du poteau.
 3°- Le recouvrement des aciers est de 50 Ø.

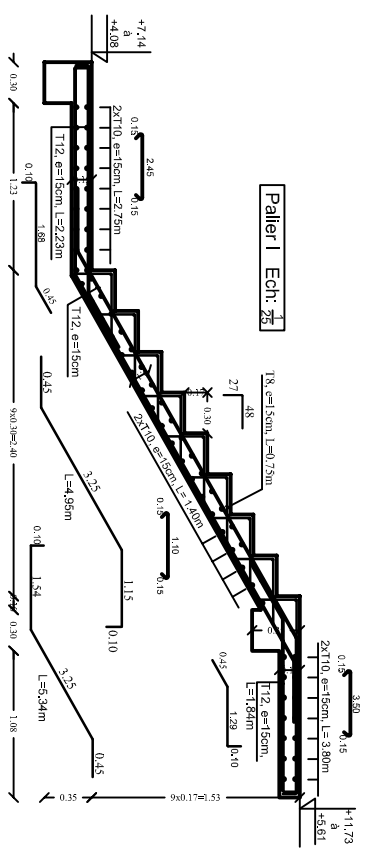
Coffrage des Escaliers Courant Ech. 25



Ferr. Escaliers III Courant Ech. 25



Palier II Ech. 25

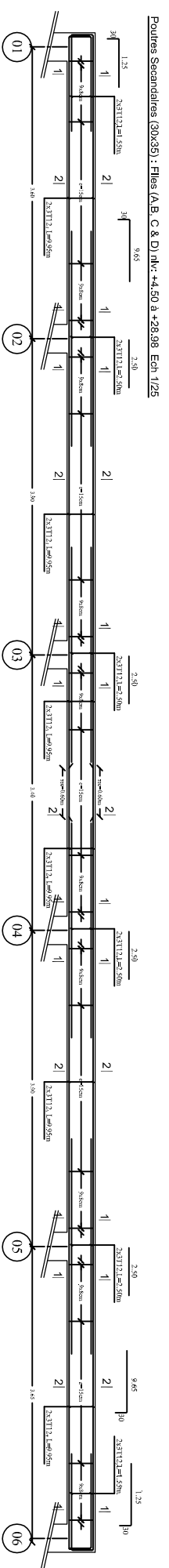


Palier I Ech. 25

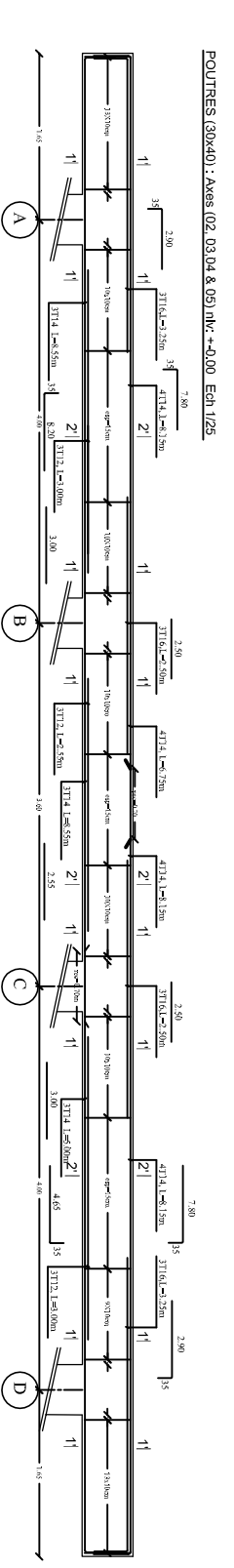
République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil.

Etudier par Melle : SALEM Tassadit.	Projet : étude d'un bâtiment en R+8 .	Echelle :
Melle : BAZI Melissa.	Dirigé par M : KHELIL -N	Promotion : 2019/2020.
	Titre : ferrailage escalier Ferr.poutre palière (30x35)	

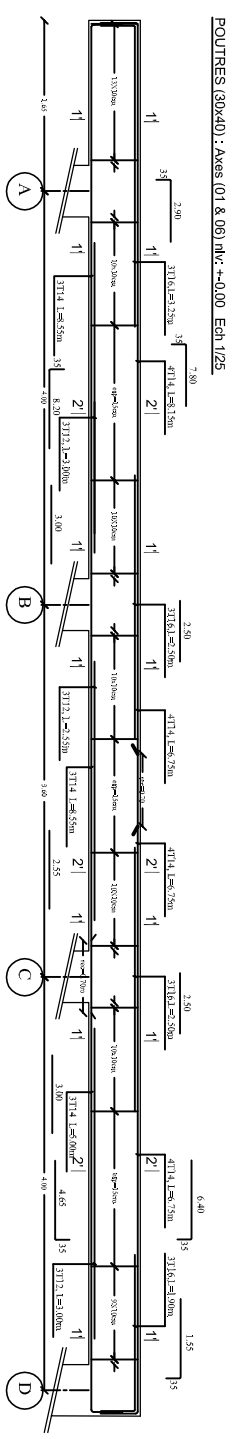
Ferr. des poutres secondaires niv. +4.50 à +28.98 Ech. 1/25



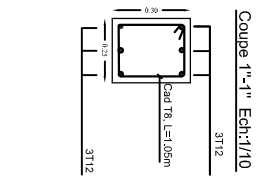
Ferr. des poutres principales niv. +0.00 à +13.26 Ech. 1/25



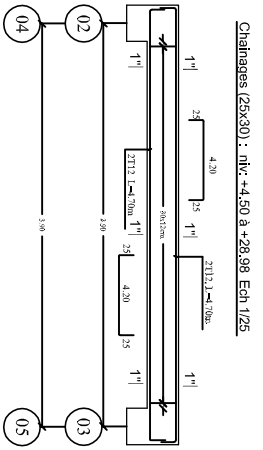
Ferr. des poutres principales niv. +0.00 à +13.26 Ech. 1/25



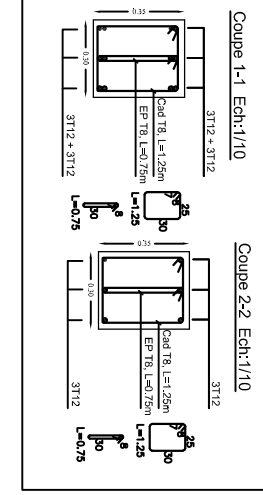
POUTRES (30x40) : Axes (01 & 06) niv. +0.00 Ech. 1/25



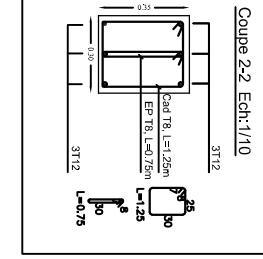
Coupe 1-1 Ech: 1/10



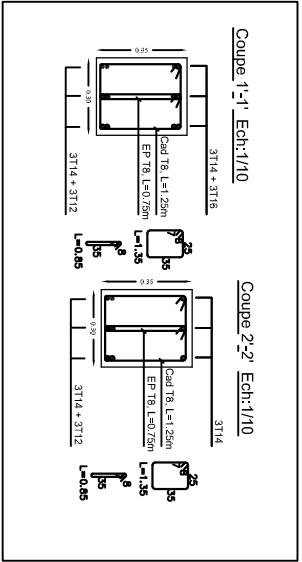
Changres (25x30) : niv. +4.50 à +28.98 Ech. 1/25



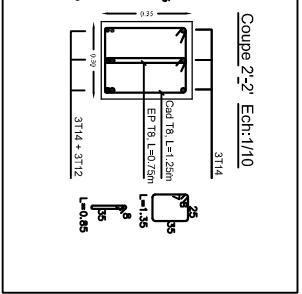
Coupe 1-1 Ech: 1/10



Coupe 2-2 Ech: 1/10



Coupe 1-1 Ech: 1/10

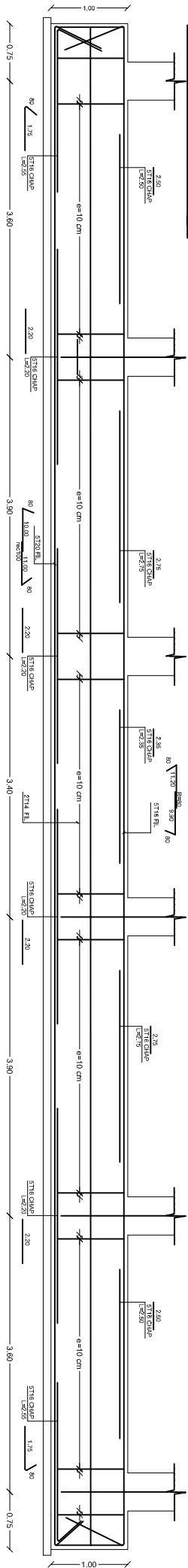


Coupe 2-2 Ech: 1/10

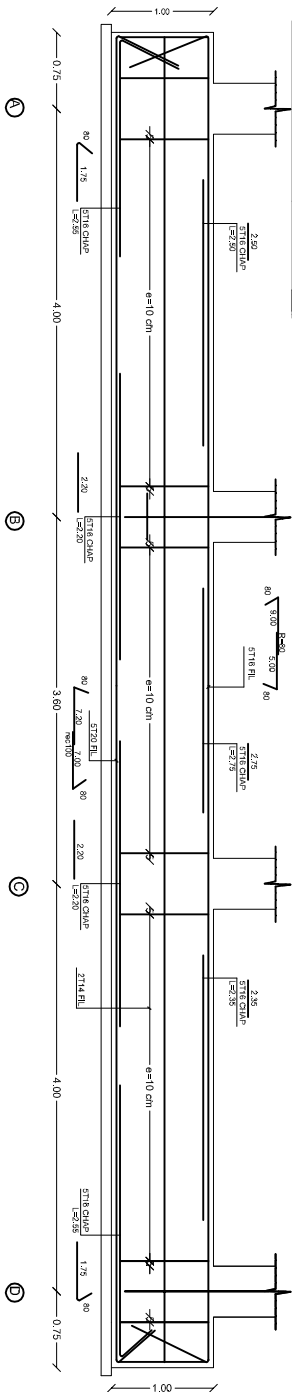
République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil.

Etudier par Mlle : SALEM Tassadit.	Projet : étude d'un bâtiment en R+6.	Echelle :
Dirigé par M : KHELLIL N	Titre : ferraillage des poutres secondaires ferraillage des poutres principales	Promotion : 2019/2020.

FERRAILLAGE NERVURE - Axes A,B,C & D:

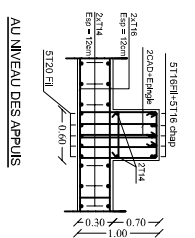


FERRAILLAGE NERVURE - Axes 1,2,3,4,5 & 6:

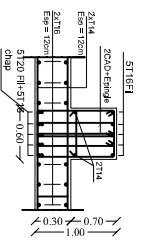


FERRAILLAGE DES NERVURES

AU NIVEAU DE LA MITRAVÉE

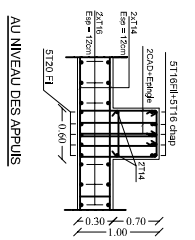


AU NIVEAU DES APPUIS

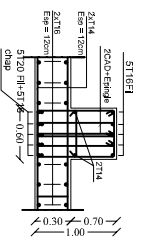


FERRAILLAGE DES NERVURES

AU NIVEAU DE LA MITRAVÉE



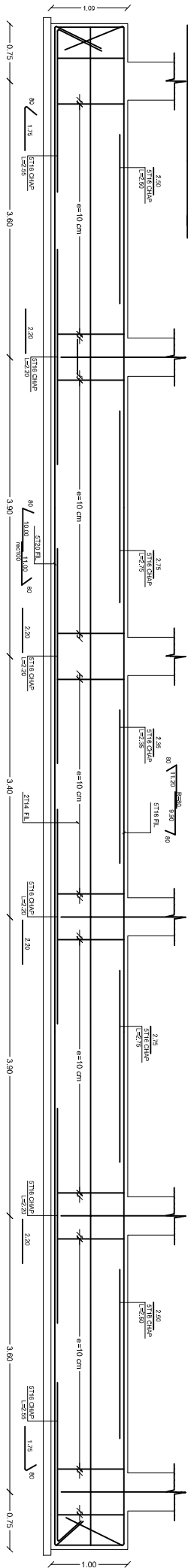
AU NIVEAU DES APPUIS



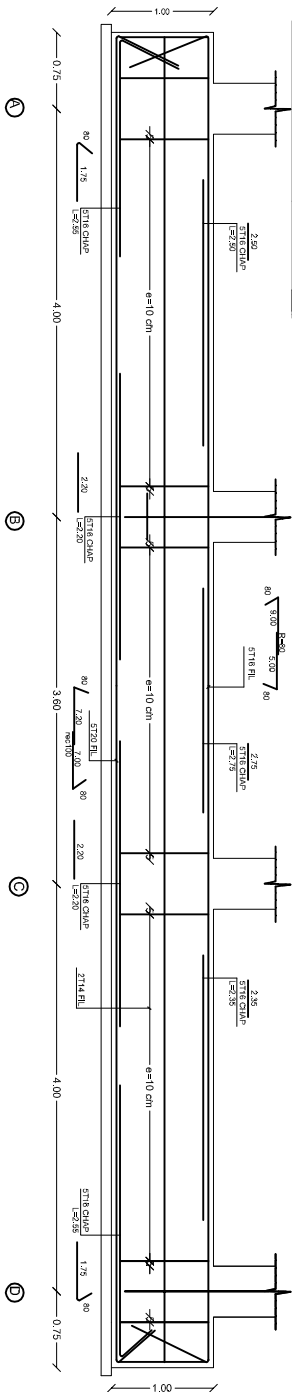
République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil.

Etudier par Melle : SALEM Tassadit, Melle : BAZI Mellissa, Dirigé par M : KHELIL -N	Projet : étude d'un bâtiment en R+8.	Echelle : Promotion : 2019/2020.
---	---	--

FERRAILLAGE NERVURE - Axes A,B,C & D:

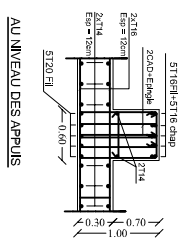


FERRAILLAGE NERVURE - Axes 1,2,3,4,5 & 6:

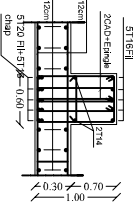


FERRAILLAGE DES NERVURES

AU NIVEAU DE LA MITRAVÉE

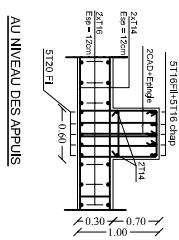


AU NIVEAU DES APPUIS

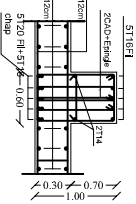


FERRAILLAGE DES NERVURES

AU NIVEAU DE LA MITRAVÉE

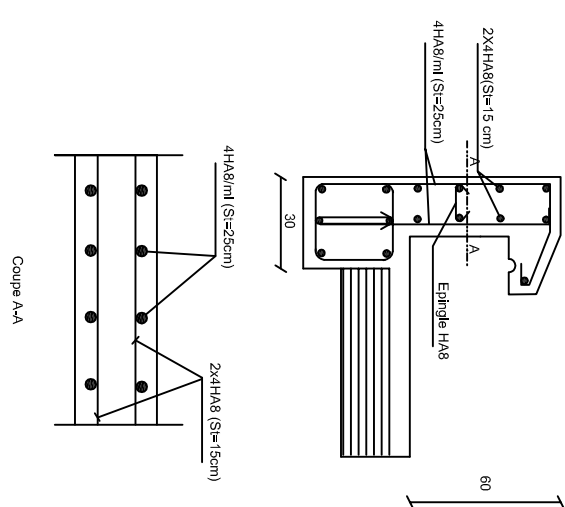
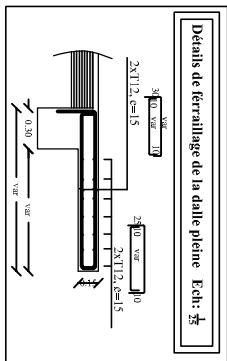
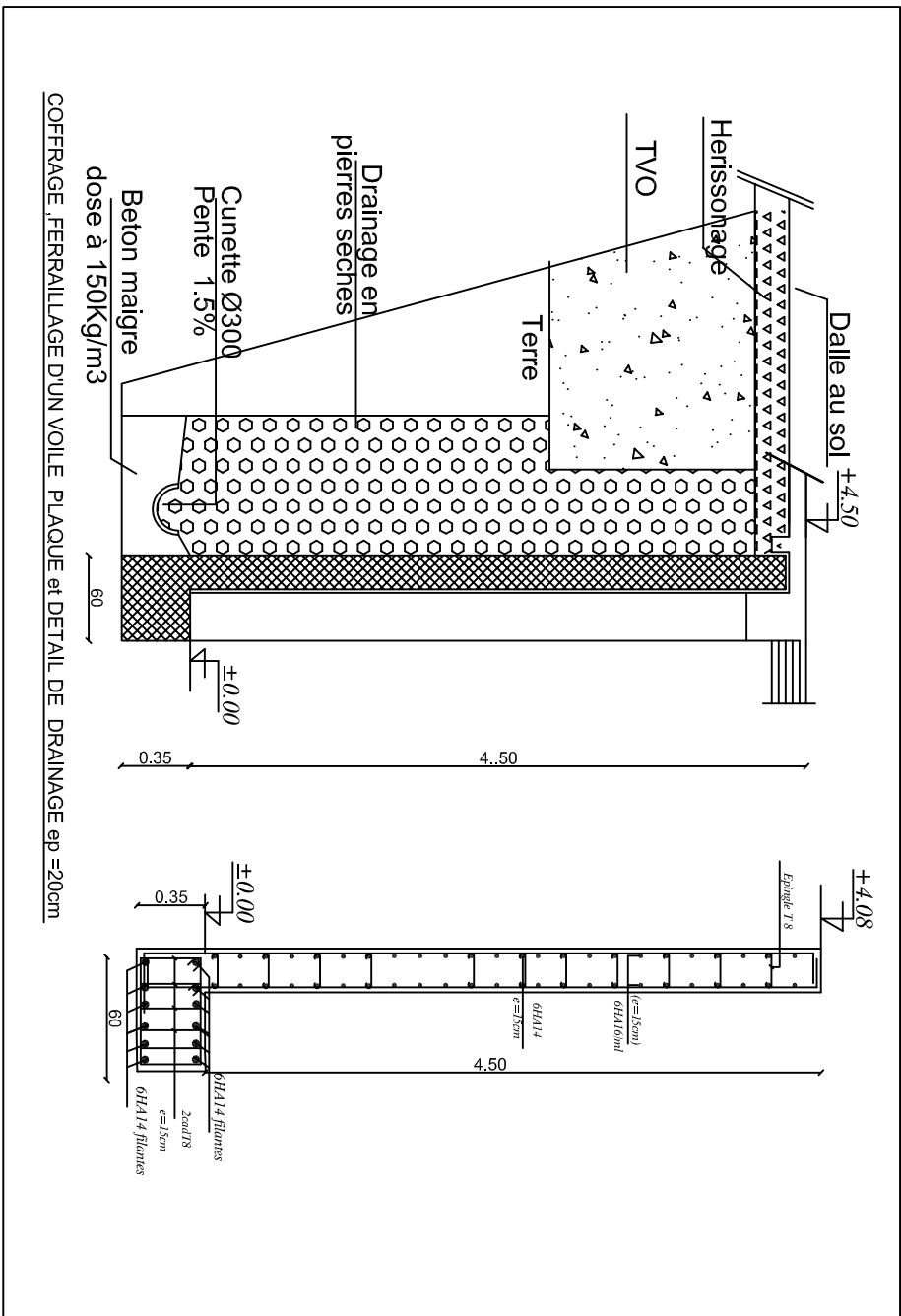
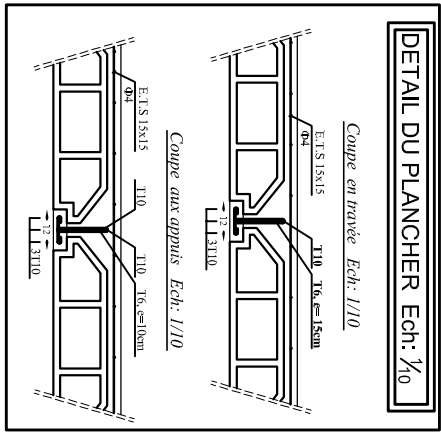
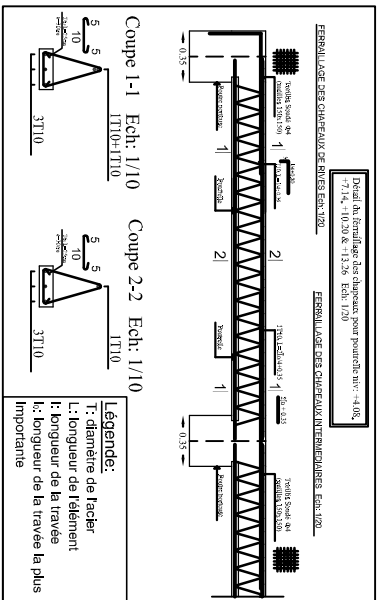


AU NIVEAU DES APPUIS



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil.

Etudier par Melle : SALEM Tassadit, Melle : BAZI Mellissa, Dirigé par M : KHEILIL -N	Projet : étude d'un bâtiment en R+8.	Echelle : Promotion : 2019/2020.
--	---	--



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou Faculté de génie de la construction Département de génie civil.		
Etudier par Melle : SALEM Tassadit. Melle : BAZI Mellissa.	Projet : étude d'un bâtiment en R+8 .	Echelle :
Dirigé par	Titre : ferraillage poutrelles Detail du plancher Acrotaire dalle pleine	Promotion : 2019/2020.
M : KHELIL -N		