

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'une structure(R+8) à usage d'habitation et commerciale à ossature mixte avec l'application d'ETABS



Étudié par :
M^{elle} ALIOUI ZAHIA
M^{elle} ABDELLI RACHIDA

Dirigé par :
M^{me} :AKMOUSSI

2015/2016

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement au Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements à notre promotrice M^{me} AKMOUSSI de nous avoir encadré, pour sa disponibilité et son soutien tout au long de ce travail.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de la faculté génie civil veuillent trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Merci à tous.

Dédicaces

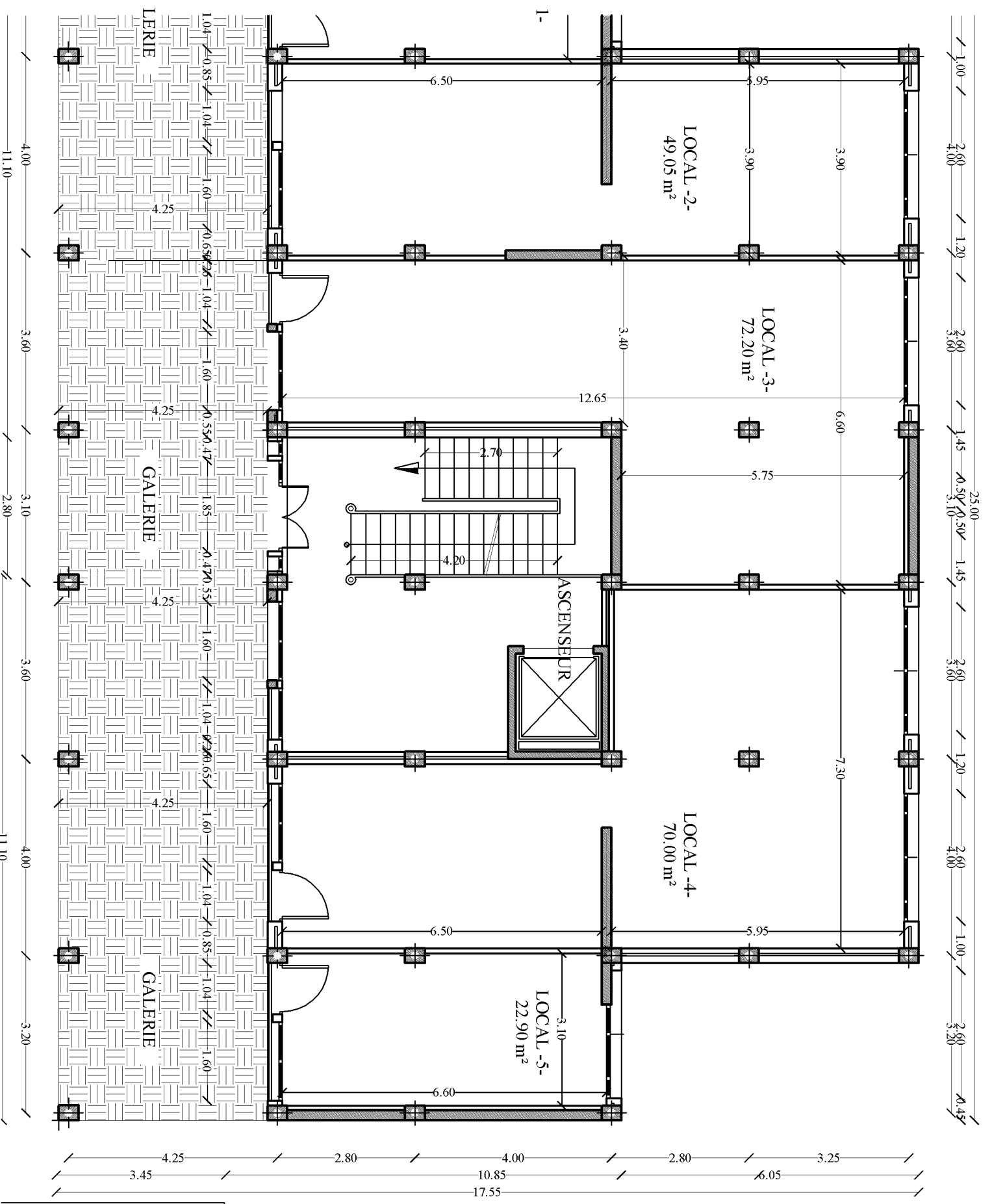
Je dédie ce travail à :

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles que dieu les protège pour moi.*
- ✓ *A mes très chers frères :*
 - *Salem et sa femme faiza et ses enfants hocine et kamel.*
 - *Djamel et sa femme nassima et sa petite nièce narimane*
 - *Momoh j le souhaite beaucoup de réussite.*
- ✓ *A chers cousins et cousines.*
- ✓ *A toute mes amie.*
- ✓ *A ma binôme et toute sa famille.*
- ✓ *A toute ma promotion.*

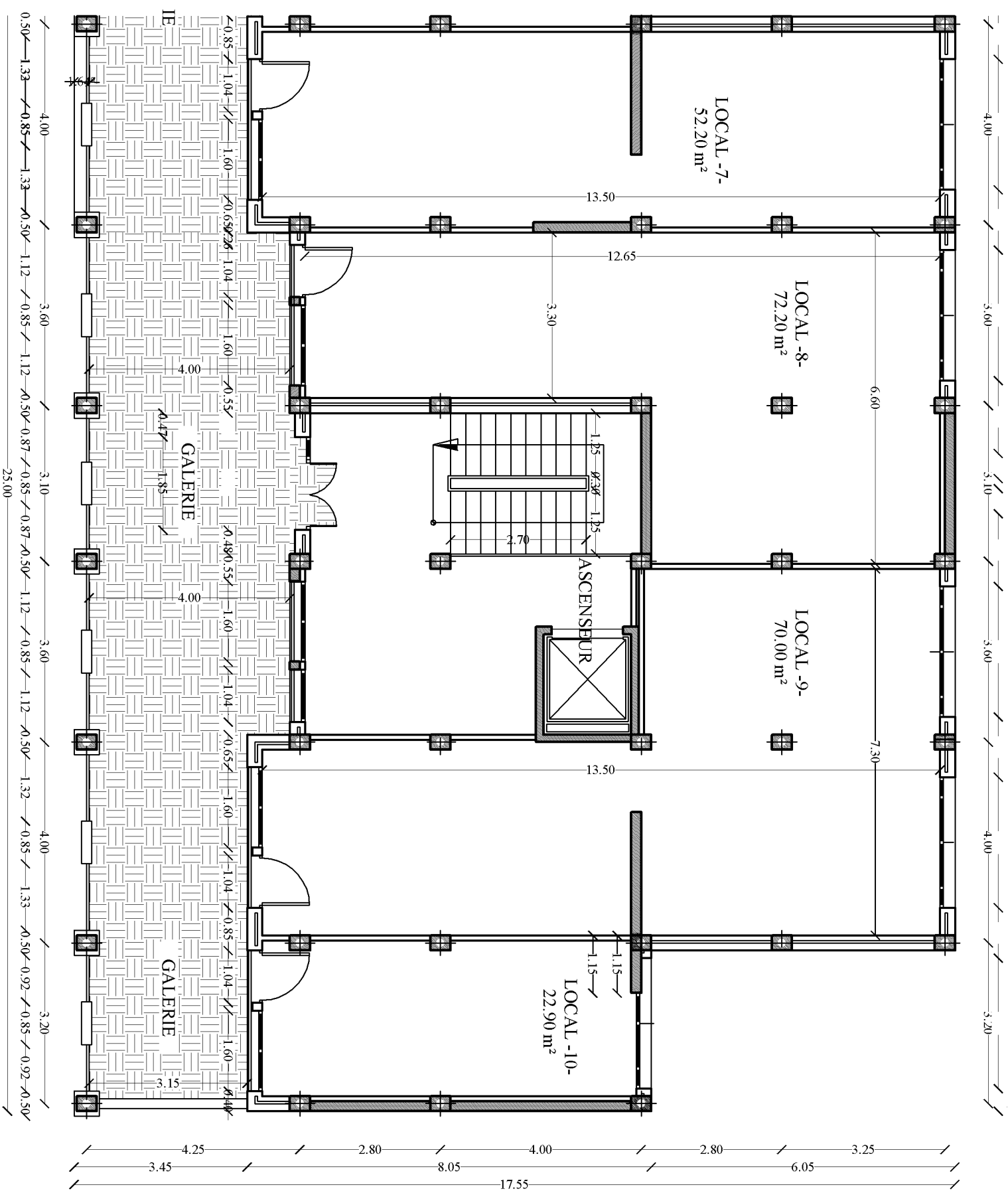
sommaire

✚ Les plans d'architectures	
✚ Plans de coffrage	
✚ Introduction générale	
✚ <u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage.....	1-8
✚ <u>Chapitre II</u> : Pré-dimensionnement des éléments.....	9-22
✚ <u>Chapitre III</u> : Calcul des éléments :	
3-1-acrotère.....	23-29
3-2-balcon.....	30-36
3-3-escalier.....	37-56
3-4-plancher	57-66
3-5- poutre palière.....	67-79
3-6-salle machine	80-86
✚ <u>Chapitre IV</u> : contreventement	87-94
✚ <u>Chapitre V</u> : modélisation.....	95-120
✚ <u>Chapitre VI</u> : vérification RPA	113-120
✚ <u>Chapitre VII</u> : ferrailages des éléments :	
7-1-ferrailages des poutres.....	121 -131
7-2-ferrailages des poteaux.....	132-144
7-3-ferrailages des voiles.....	145 -162
✚ <u>Chapitre VIII</u> : Étude de l'infrastructure	163-178
✚ Conclusion générale.	
✚ Bibliographie.	



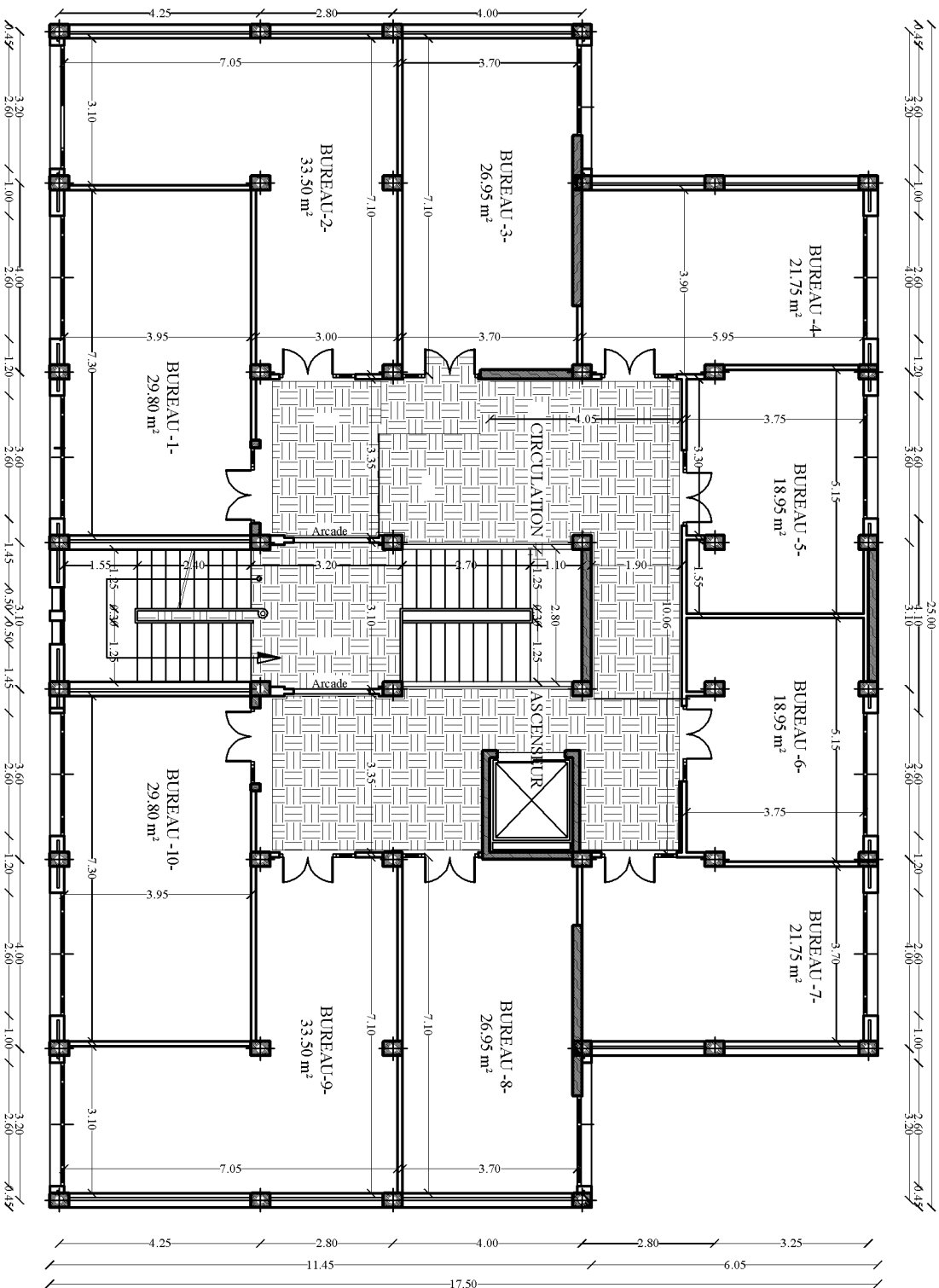


REPUBLIQUE ALGERIENNE DI	
DOSSIER N°:	VILAYA: Alger
PLANCHER N°:	DABA: Alger
	COMMUNE: Alger
PROJET:	
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION	
A USAGE D'HABITATION: R+1	
AVEC COMMERCE INTEGRÉS	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOC	
DOSSIER N°:	WILAYA: Alger
PLANCHER N°:	DAIRA: Alger
	COMMUNE: Alger
PROJET:	
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION	
A USAGE D'HABITATION: R+8	
AVEC COMMERCES INTEGRES	

PLAN DU 2eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N° :
VILLE: Alger
DATE: Alger
COMUNE: Alger

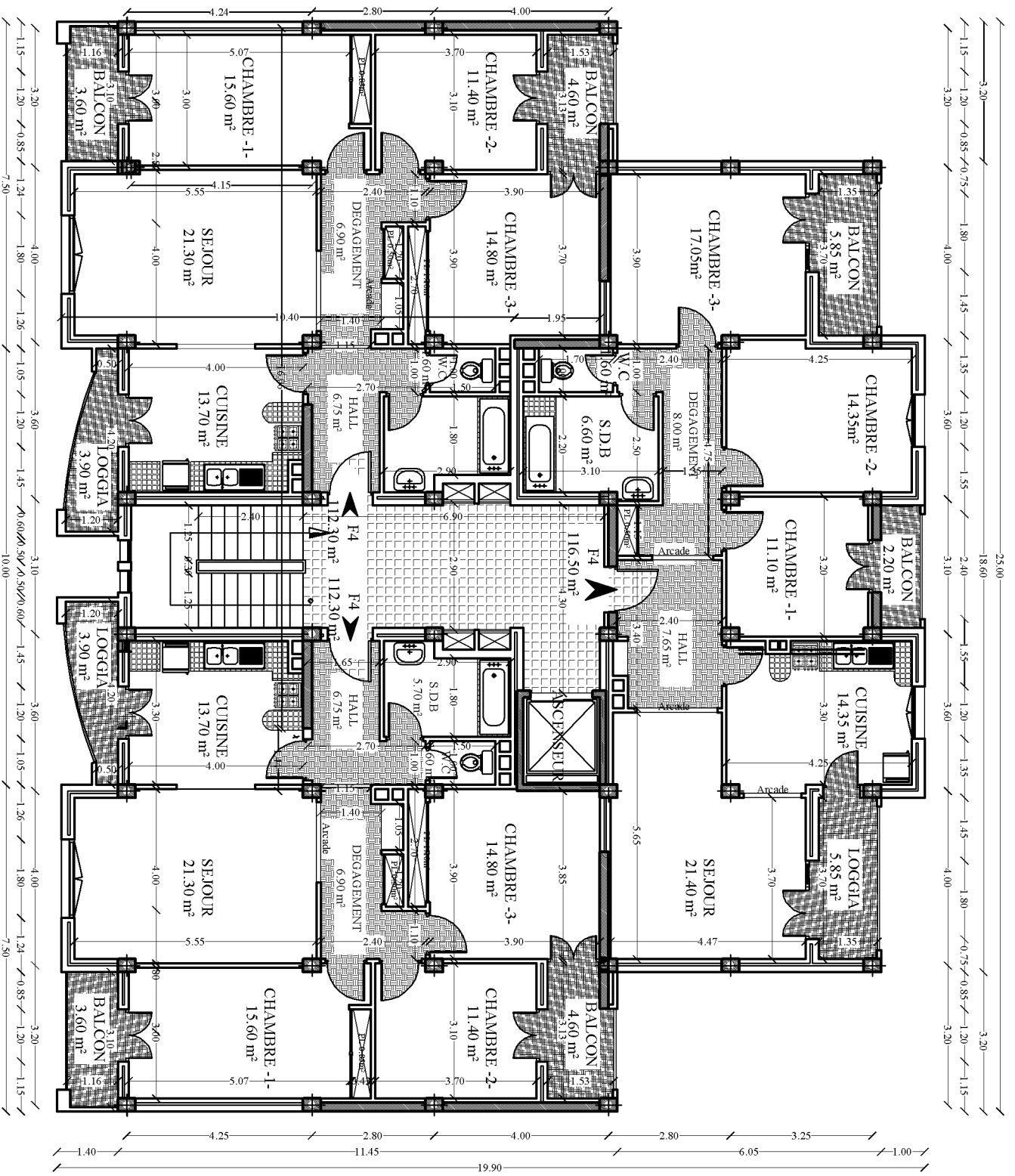
PLANCHER N° :
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION
A USAGE D'HABITATION: R+6
AVEC COMMERCES INTERIEURS

PLANS: PLAN DU 2eme ETAGE

PRESENTEE PAR :
REVUE: 1/100

DEREGE PAR :
DATE: AOUT 2006

PLAN DU 3eme, 4eme, 5eme, 6eme, ETAGE

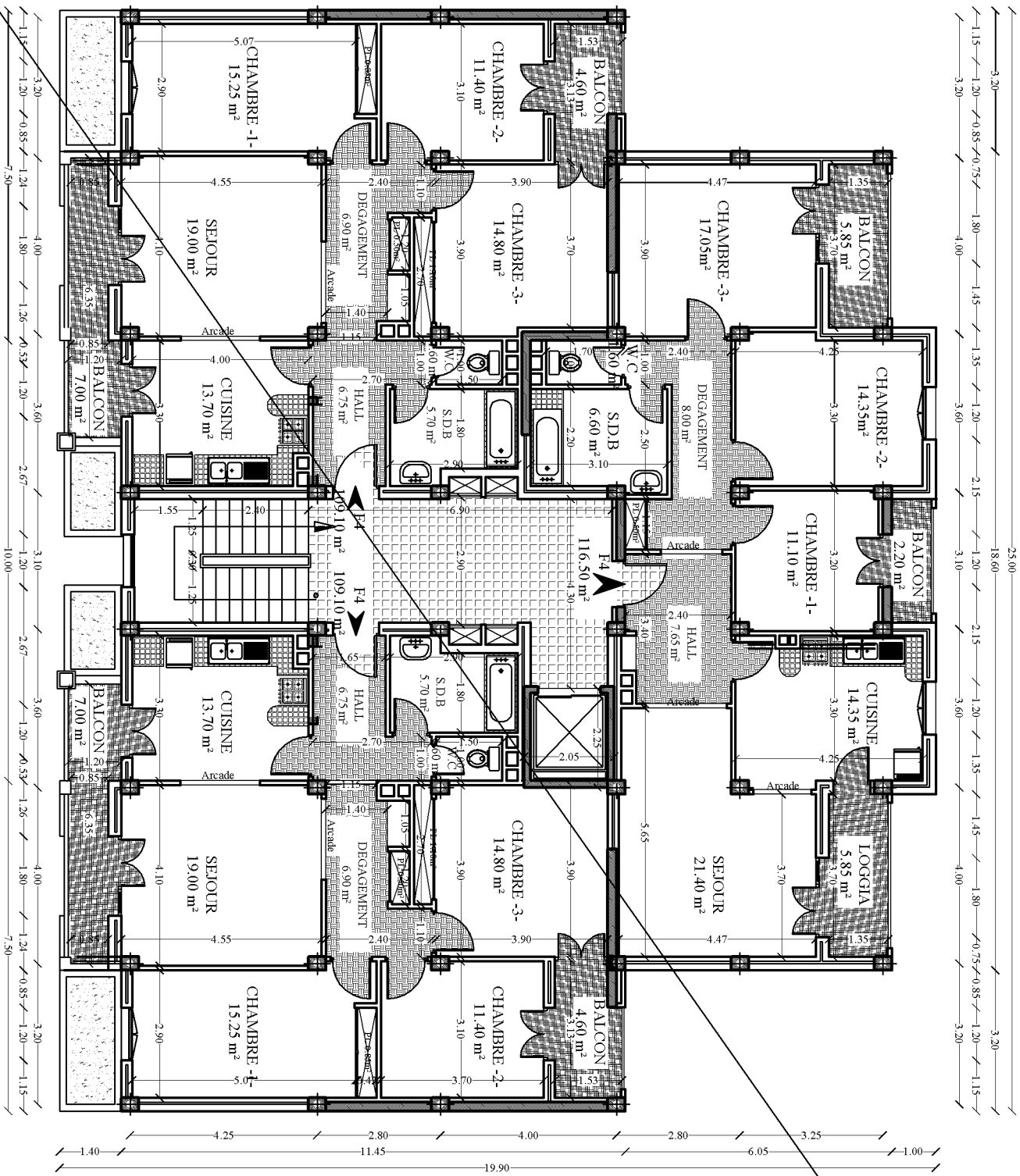


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:	WILAYA: Alger	PLANS:	PLAN DU 3eme, 4eme, 5eme, 6eme ET 6eme ETAGE
PLANCHE N°:	DABEL: Alger	PRESENTE PAR :	ECHELLE: 1/100
PROJET:		DATE:	
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+8 AVEC COMMERCES INTGRES		AOUT 2006	

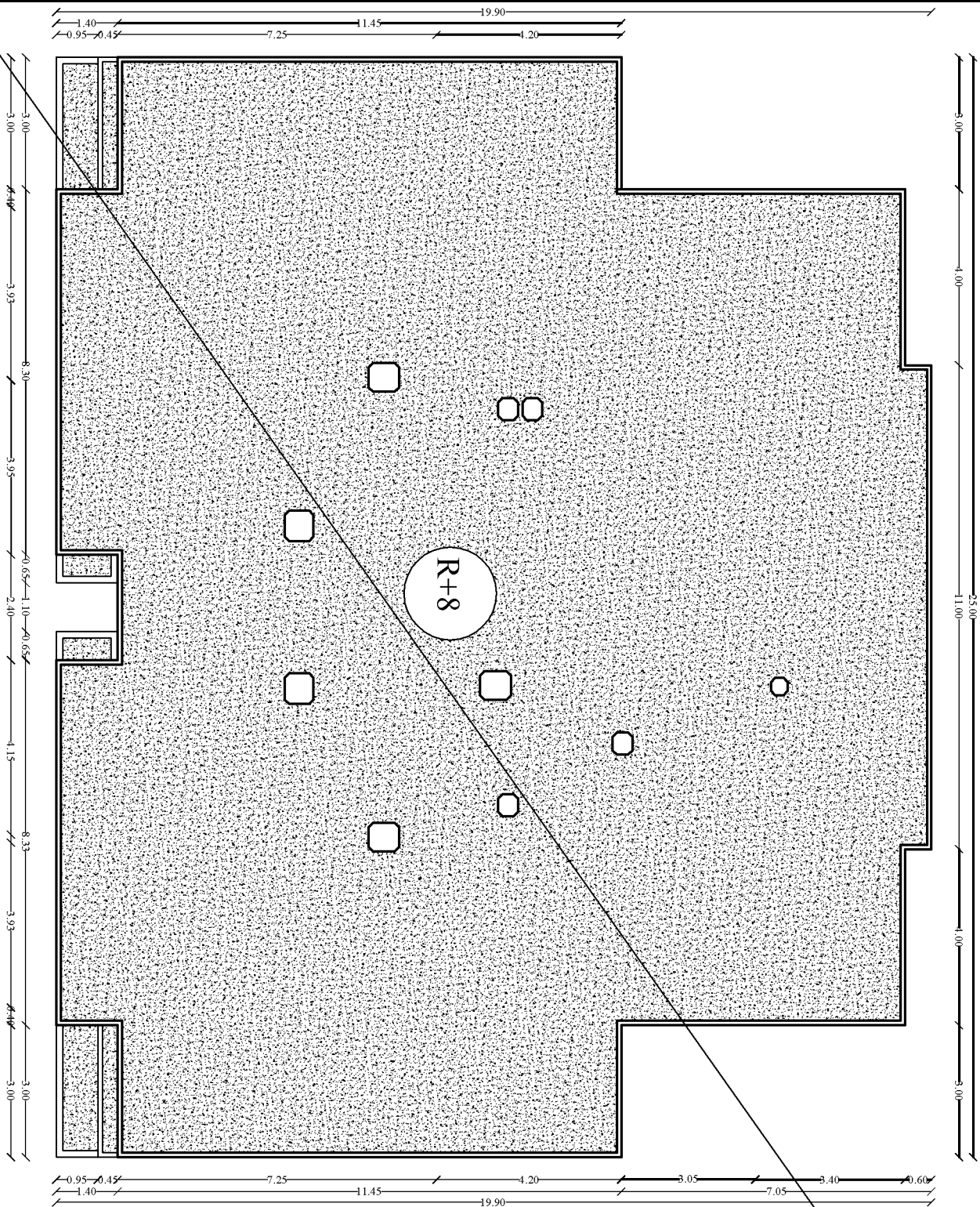
DEREGE PAR :

PLAN DU 7eme et 8eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
DOSSIER N°:	VILVA: Alger
FRANCS N°:	DABA: Alger
	COMMERCES: Alger
PROJET:	PLANS:
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION	PLAN DU 7 et 8eme ETAGE
A USAGE D'HABITATION: R+8	
AVEC COMMERCES INTERIEURS	
PRESENTE PAR :	EGHELLE:
	1/100
DESSINE PAR :	DATE:
	AOÛT 2006

PLAN DE TOITURE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

MILYA, Alger
DARBE, Alger
COMARINE, Alger

PLANCHE N°:

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION
A USAGE D'HABITATION: R+4
AVEC COMMERCES INTERIEURS

PLANS:

PLAN DE TOITURE

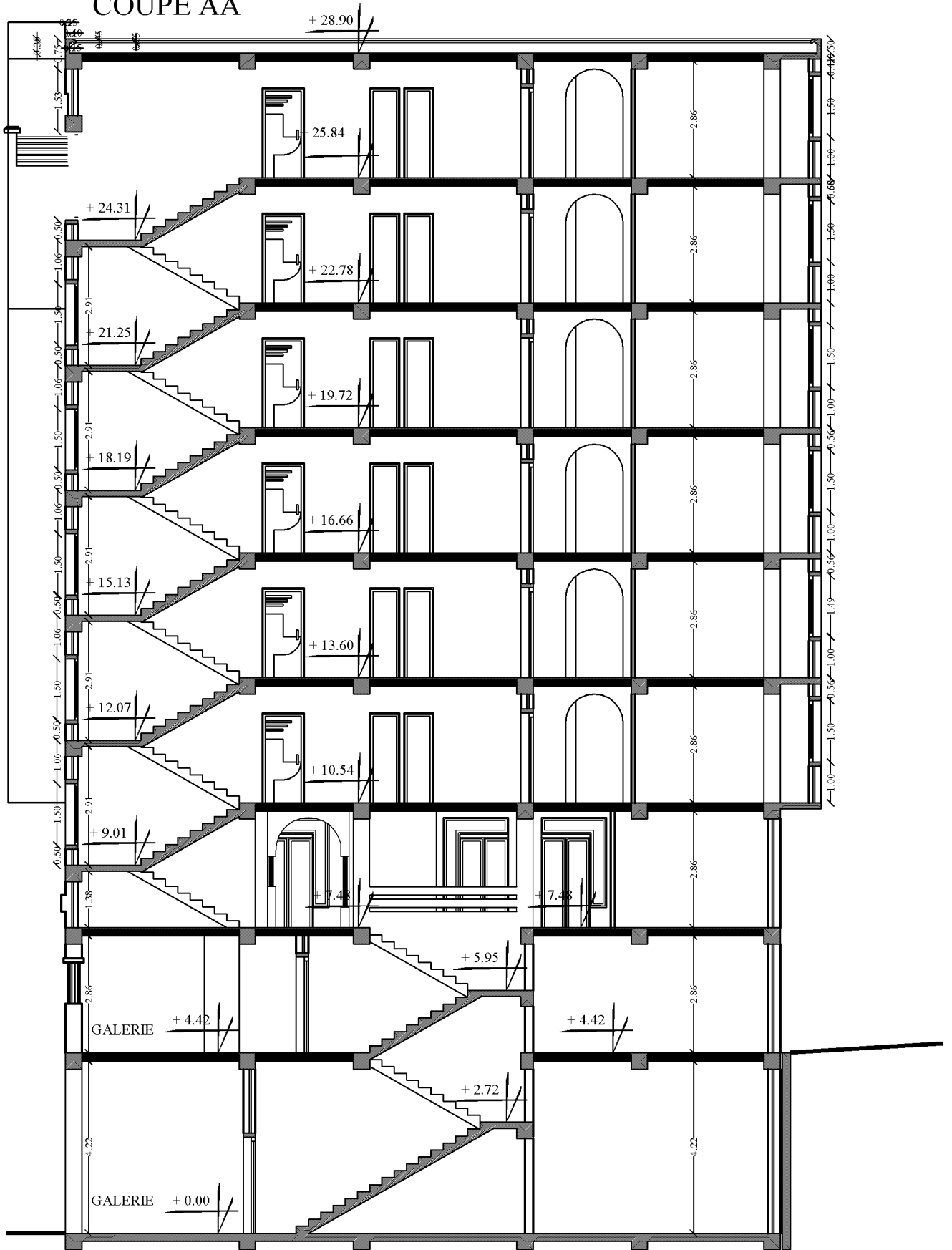
PRESENTE PAR :

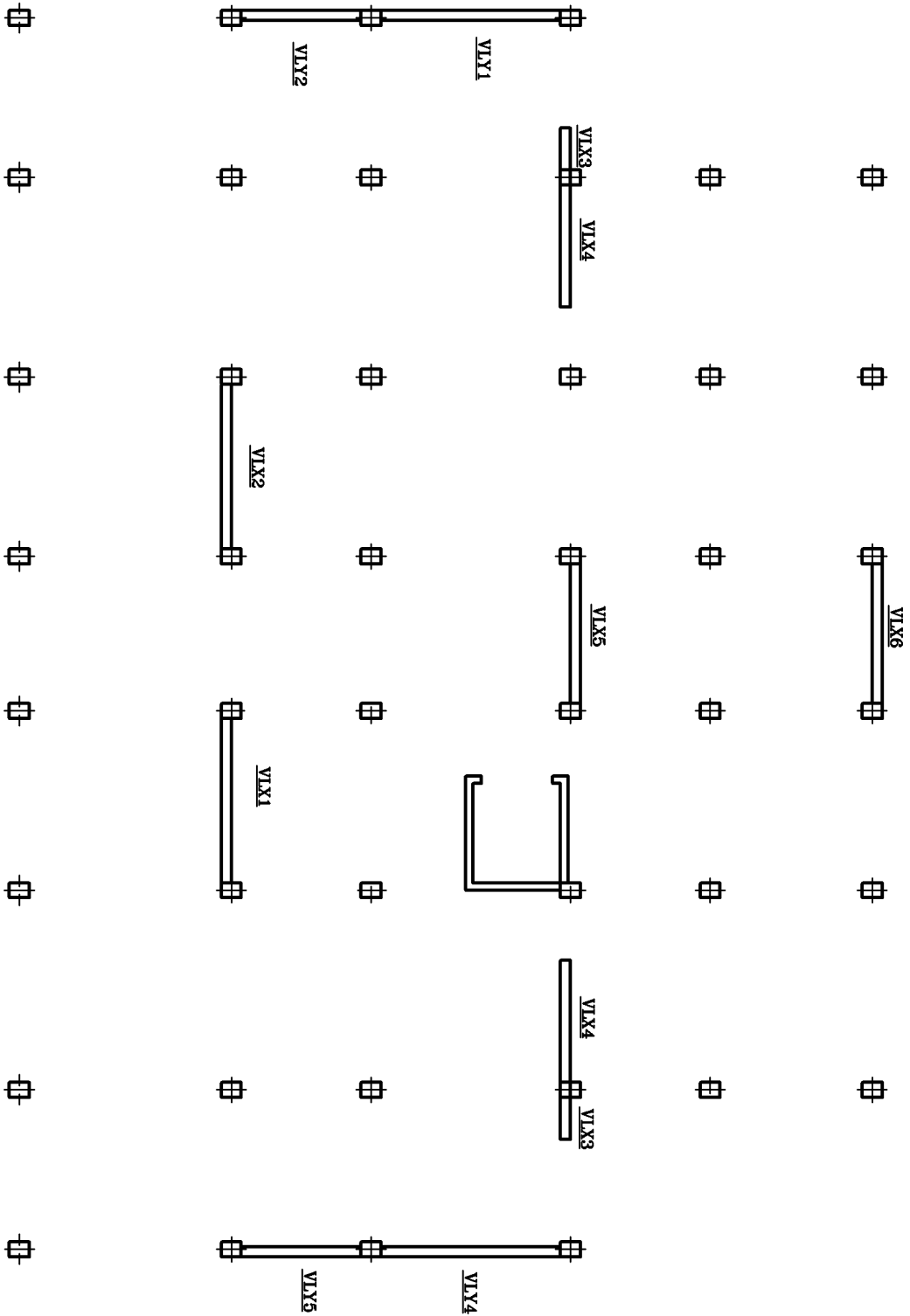
EXEMPLE:
1/100

DESSINE PAR :

DATE:
AOÛT 2008

COUPE AA





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DOSSIER N°:

WILAYAT Alger

PLANCHER N°:

COMMERCE ALGER

PROJET:

ETUDE D'UNE CONSTRUCTION
A USAGE D'HABITATION: R+6
AVEC COMMERCES INTEGRÉS

PLANS:

DISPOSITION DES VOILES

PRESENTE PAR :

ABDELLI RACHIDA
ALDOUI ZAHIA

ECHELE

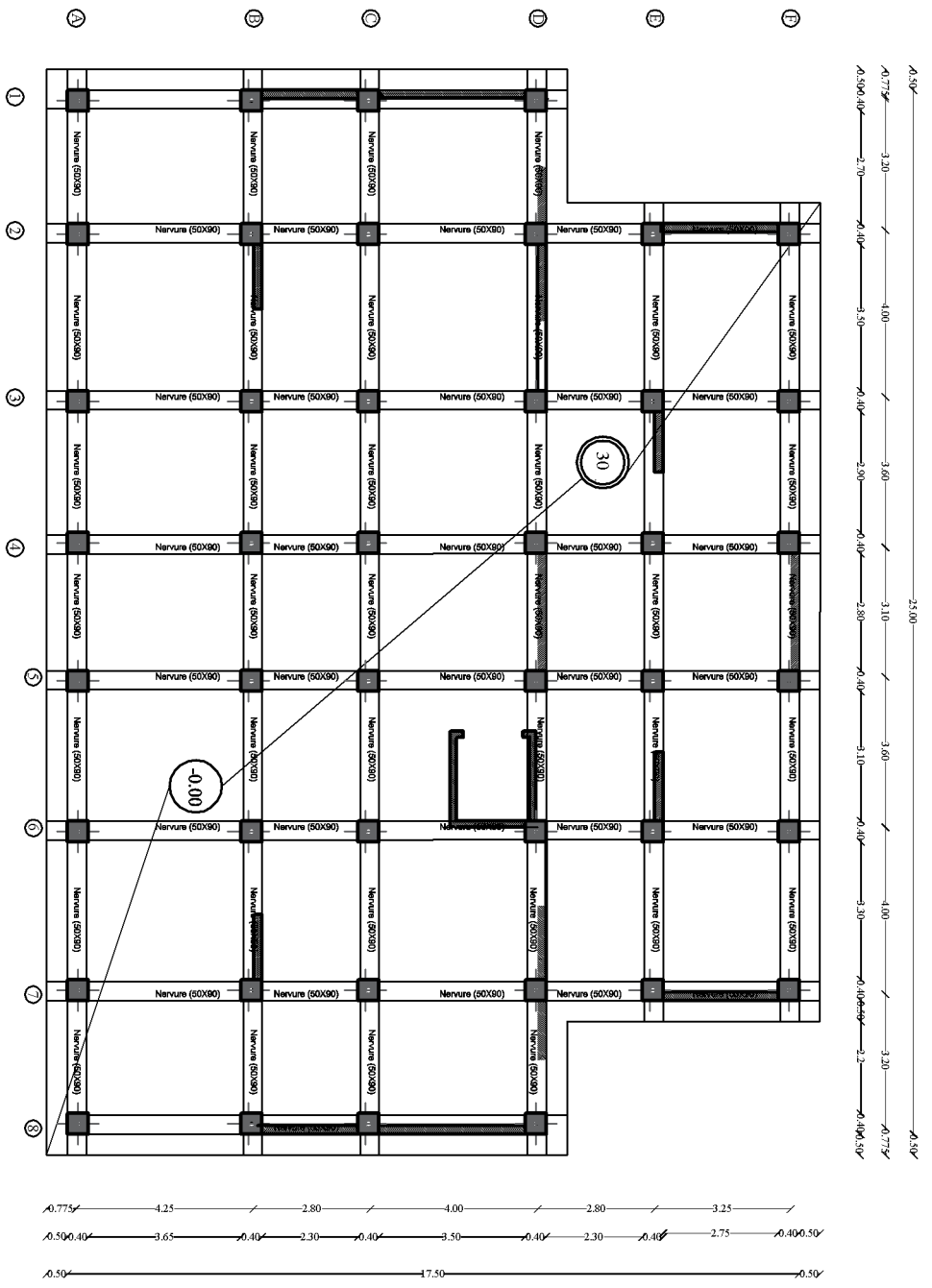
1/100

DERIGER PAR :

Mme AKMOUSSSI

DATE:

AOÛT 2016



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU

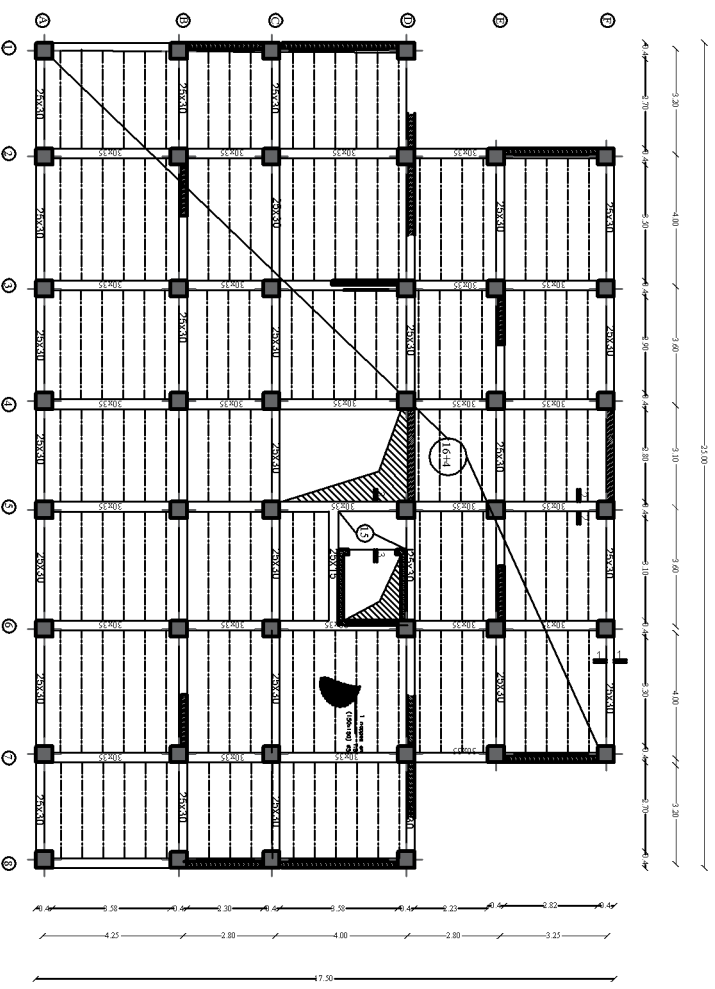
ETUDIANT PAR:
 ALLOU ZAHRA
 ARELLI FACHIA

DIRIGER PAR:
 MME KMOUSSI

PLAN DE COFFRAGE FONDATION

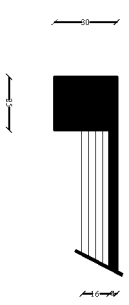
Echelle : 1/50

Promotion : 2015-2016

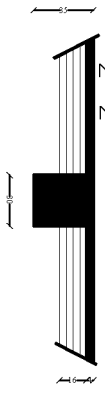


PLAN DE COUVRAGE

coupe 1-1



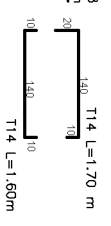
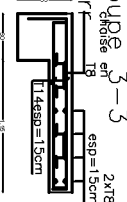
coupe 2-2



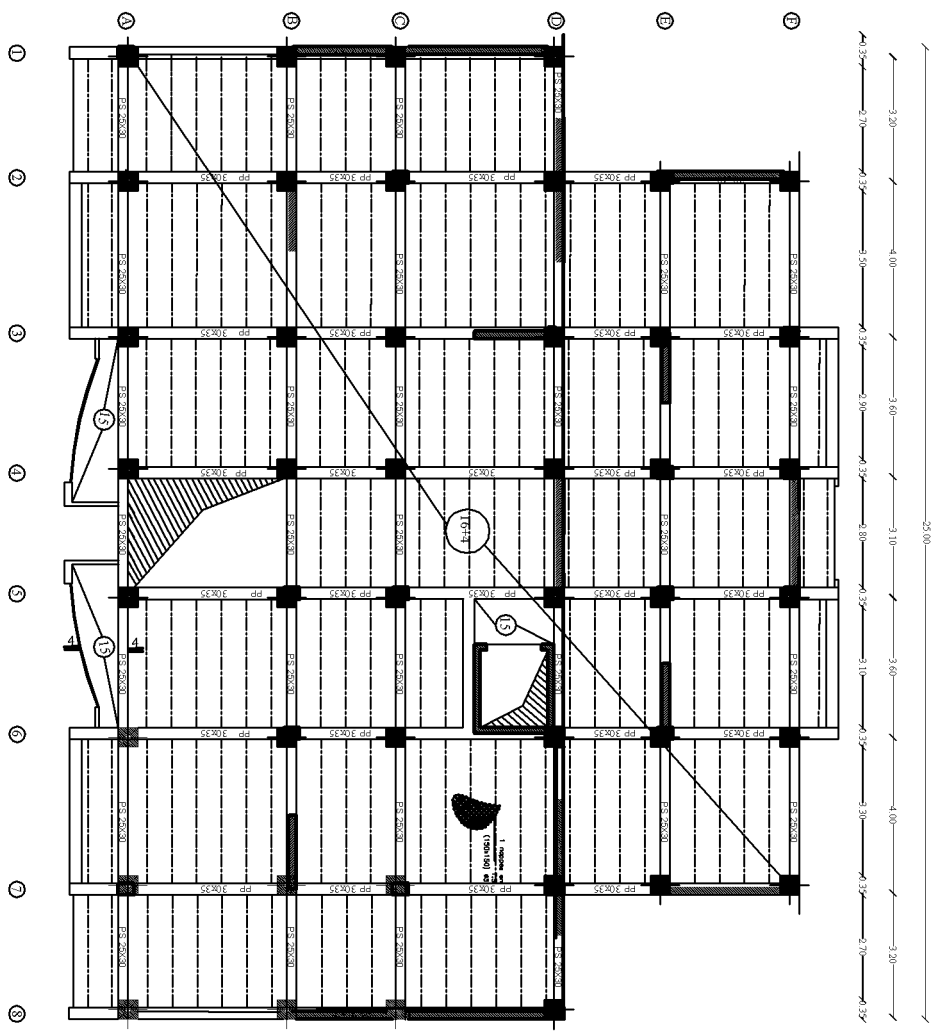
coupe 3-3
coff



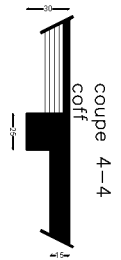
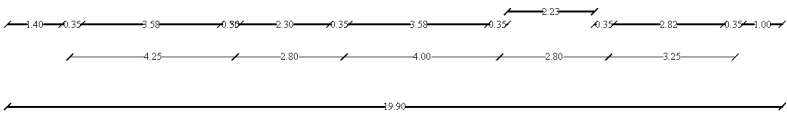
coupe 3-3
fer



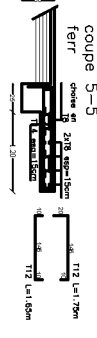
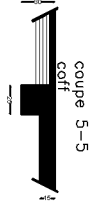
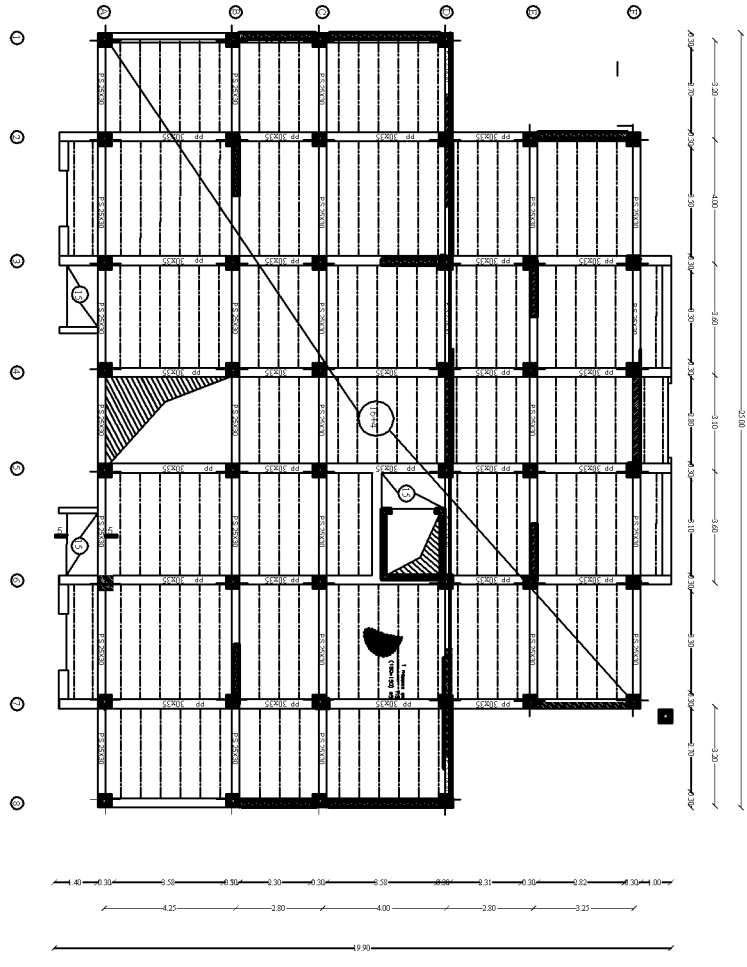
REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUDYEMMERTEJIZ-OUZOU	
ETUDIEN PAR ABOU SYED ANCIEN ETUDIANT	PLAN DE COUVRAGE RDC - NIVEAU 2
DIRIGER PAR MME AMMOUSSA	ECHELLE: 1/50
Promotion: 2015-2016	



PLAN DE COUVRAGE
Etage courant



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU	
ETUDIEN PAR: ALLOUJI ZAHRA ABDELIL KHACHIA	PLAN DE COUVRAGE N°17/24.5
DIRIGER PAR: MME AKMOUSSSI	Echelle: 1/50
Promotion: 2015-2016	



REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	
ETUDIANT PAR ALOUSSA ABOUKHA ADRIENNE DRIAGER PAR Mme AMMOUSS	PLAN DE COUVRAGE N° 5/3
Echelle: 1/50	
Promotion: 2015/2016	

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

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

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +8) à usage d'habitation et commercial, ossature mixte contreventée par voiles.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

1.1 : Introduction:

Ce projet consiste à étudier et calculé des éléments résistants d'une construction a usage d'habitation (R+8) avec commerces intègres. Classé en groupe 3 selon le (R.P.A 99 / 2003) comme étant une zone de grande sismicité (zone III). Il est implanté à la wilaya d'Alger.

1.2: Caractéristiques fonctionnelles de l'ouvrage : l'ouvrage à étudier répond aux aspects fonctionnels suivants :

- Le RCD jusqu'au 2^{ème} étage à usage commerciale.
- les étages courants de 3^{ème} étage jusqu'au 10^{ème} étage à usage d'habitation.
- la cage d'escalier qui sert à accéder aux différents niveaux
- la cage d'ascenseur réalisée pour mieux gérer le flux des usagers de la structure elle propose un autre mode de déplacement.
- le plancher terrasse de l'ouvrage est inaccessible.

1.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : elles sont essentiellement :

Hauteur totale.....	35,02
Longueur totale	25 m.
Largeur totale	17,55m.
Hauteur du RDC	4,22 m.
Hauteur de l'étage	3,06 m.
l'acrotère.....	0,6m

1.4 : Les éléments constitutants de l'ouvrage : l'ouvrage est constitué à partir des éléments suivants :

a) L'ossature :

la structure est à ossature mixte ,composée de poteaux et de poutres formants un système de portique transversaux et longitudinaux destinés à reprendre les charges verticales et une partie des charges sismiques suivant leurs rigidité, et des voiles en béton armée disposés dans les deux sens(disposition symétrique) qui ont pour rôle d'absorber une grande partie de l'effort sismique ainsi que la fonction de portance (reprendre une partie de la charge verticale pour assurer leurs stabilité).

b) Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux il est réalisé en corps creux, ou bien en dalles pleines et a pour fonction de:

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent a leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité a l'eau et a l'humidité.
- Protéger contre les incendies.

c) Les voiles :

Les voiles sont disposés d'une façon symétrique pour avoir une bonne répartition des rigidités et limiter les effets de la torsion ils sont définis par leur longueur qui est supérieure à quatre fois l'épaisseur. Dans le cas contraire l'élément est considéré comme étant un poteau.

d) Escaliers :

La structure présente un seul type d'escalier (deux volées) ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de pailasse en béton armée coulé sur place.

e) Maçonnerie :

- Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

f) Revêtements : Ils sont constitués de :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers courants.
- Plâtre pour les plafonds et murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour murs intérieurs (salle d'eau et la cuisine).

g) Balcons :

Les balcons sont considérés comme étant des consoles encastrées aux niveaux de la poutre de rive et travaillent en flexion simple ils sont réalisées en Corp. creux. les balcons doivent être calculés au séisme dans le cas ou leur longueur est supérieure à 1,5m

h) cage d'ascenseur :

Vu que la structure comporte dix étages, l'incorporation d'une cage d'ascenseur est nécessaire. Elle sera réalisée en béton armée.

i) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 50 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseurs.

j) Infrastructure :

Les fondations sont réalisées en tenant compte de la nature du sol sur lequel repose la structure en question, ainsi que l'intensité des charges transmises par celle-ci

-système de coffrage : Le système de coffrage utilisé est fonction de la nature et de la complexité géométrique de l'élément, ainsi on peut utiliser le système de coffrage traditionnel ou bien le système de coffrage métallique.

1.5: Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.5.1 : Le béton : Le béton est un matériau de base dans les constructions de génie civil , il doit remplir les conditions requises indiquées dans les règlement en vigueur à savoir (RPA99/2003,CBA93).Du point de vu résistance ,le béton présente une grande résistance a la compression comparée à celle de la traction qui est relativement faible.

Chapitre I : Description et les caractéristiques de l'ouvrage

Le choix d'une bonne formulation des bétons est un facteur déterminant dans l'optimisation de la valeur caractéristique requise. Pour cela il faut choisir une consistance en fonction du ferrailage disposé pour éviter tout risque de ségrégation ou d'apparition d'armature.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1 m³ de béton, est comme suit :

Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)

Gravions : 800L

Sable : 400L

Ciment : 300 à 400 kg / m³

Eau de gâchage : 150 à 200 L

Remarque : Dans les cas courants, le béton est dosé à 350 kg/m³ le rapport E/C doit être égal à 0,5 dans le cas de l'absence d'adjuvants les granulats doivent être pris sec.

Pour un rapport E/C >0,5 : le pourcentage d'eau est très élevé, il ya risque de ségrégation.

Pour un rapport E/C <0,5 : cela entrainera des difficultés dans la maniabilité du béton, est un mauvais remplissage dans les moules de coffrage.

a) valeur caractéristique requise du béton à la compression :(art A.2.1, 11 BAEL91)

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance

Caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa}$$

Le béton confectionné pour les différents éléments de la structure doit avoir une valeur caractéristique requise minimal égal à 25MPa rappelant que les formules citées précédemment sont valables pour un béton non traité thermiquement.

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours conventionnellement calculée par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \quad (\text{Mpa})$$

Notre béton est caractérisé par : $F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

Remarque : pour les bétons d'âge supérieur à 28 jours, on peut admettre une valeur de résistance à la compression ou plus égale à 1,10 F_{c28} .

c) Module de déformation longitudinale :(art2.1.2 BAEL91) :

- **Le module de déformation longitudinale instantanée :(art2.1, 21BAEL91) :**

Pour une durée d'application inférieure à 24H et sous une contrainte normale, on admet un module de déformation longitudinale instantanée du béton égal à la valeur suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ Mpa.}$$

- **Le module de déformation longitudinale différée :(art :2.1,22BAEL91) :**

Le module de déformation différée comprend les déformations résultant du fluage ainsi que celles du retrait du béton. (E_{vj}) du béton pour les charges de longue durée d'application.

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ Mpa.}$$

Pour un béton dont $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$: $E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa.}$

$$E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa.}$$

d) module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ avec : } E : \text{ module de Young et } \nu : \text{ coefficient de poisson}$$

e) coefficient de poisson :

il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à ELU.

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS.

f) Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

f-1) Etat limite ultime de résistance (ELU) (art :A.4.3BAEL).

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,15$ pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ pour une situation durable

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

Le coefficient 0,85 en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de la résistance du béton qui est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

A28j on à $F_{bc}=14,2\text{MPa}$ en situation courante.

- “**Diagramme contrainte-déformation**” : (BAEL91/Art4.3, 31)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

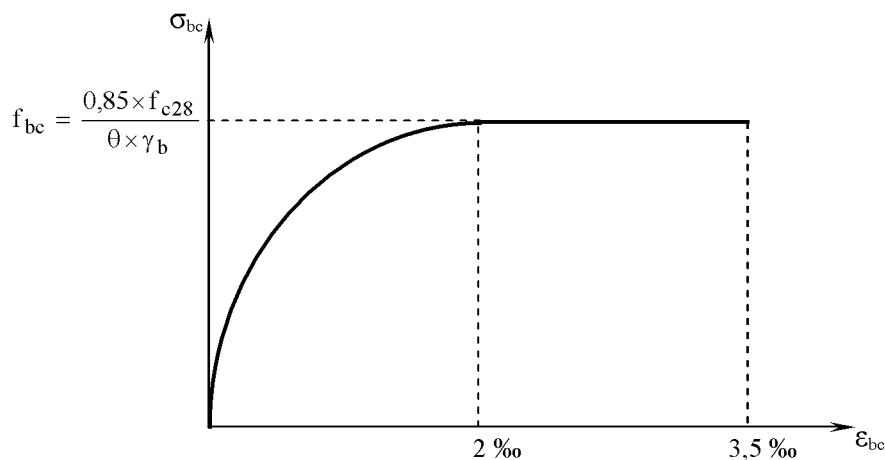


fig 1: Diagramme contrainte déformation à l'ELU du béton

Avec σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\epsilon_{bc} < 2$ ‰ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : Module de Young

- **f-2) Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/Art4.5, 2)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

- **Contrainte de compression du béton limite de service**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

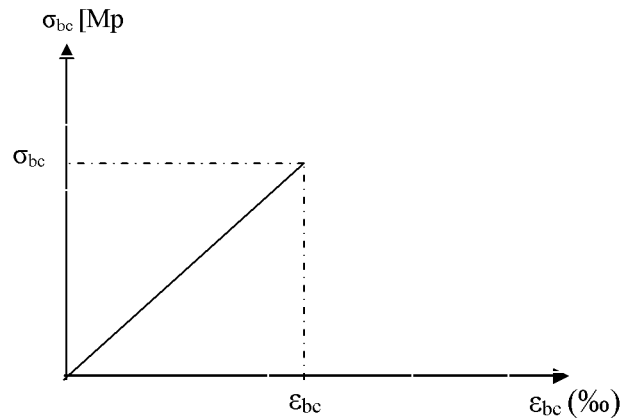


Fig 2 : Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS.

- **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b : Valeur de la longueur de la section cisailée

d : Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$)

✓ $\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$.

✓ $\tau_u = \min(0.10f_{c28}; 4 \text{ Mpa})$.

I.5.2 : Les aciers :

a) Généralités :

Les aciers sont introduits dans les bétons dans le but de faire face aux actions de traction se développant dans l'élément en béton armé, du fait qu'ils présentent une résistance élevée à la traction qu'en compression. On distingue deux types différents :

- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 Mpa et de 500 Mpa.
- Treillis soudé de type 520.

b) Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

c) Coefficient de Poisson des aciers : $\nu = 0,2$

d) Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s = 1,00$ pour une situation accidentelle

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

D'après les règles de BAEL(A4.5.3) on distingue trois types de fissures :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_c$

➤ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 33)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses, (r.l).

$\eta = 1,6$ pour les aciers hautes adhérence, (H.A).

$\eta = 1,3$ pour les aciers hautes adhérence de $\emptyset < 6$ mm.

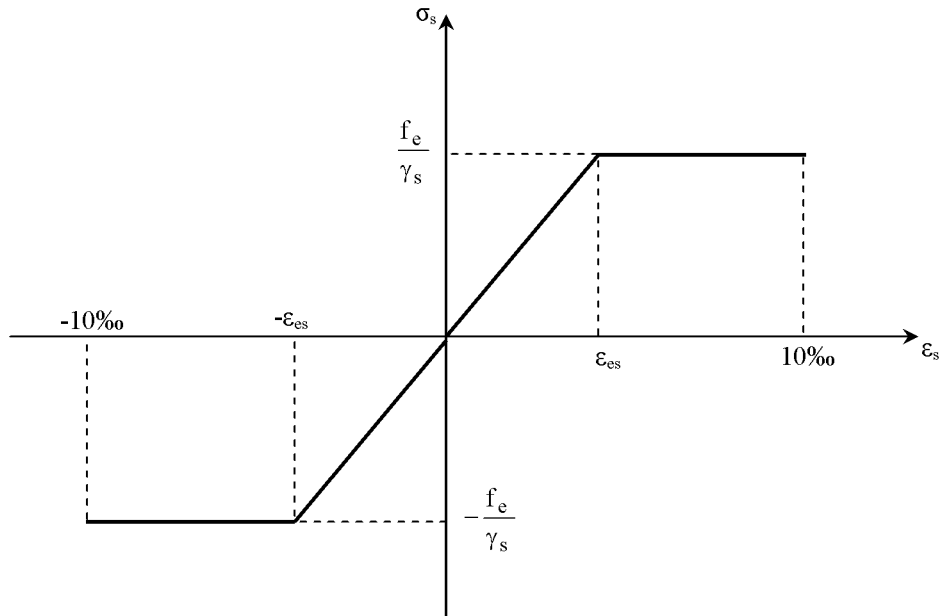


Fig 3: Diagramme contrainte déformation du l'acier (BAEL91/Art2.2, 2)

e) Protection des armatures (Enrobage) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage c des armatures soit au moins égale à :

- $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$ pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$ Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui vont suivre.

II.1 : Pré dimensionnement des éléments :

Les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, planchers) seront pré dimensionnés en employant les différentes formules existantes dans les règlements en vigueur, le pré dimensionnement en question peut être revu si la section transversale de l'élément n'est pas vérifiée.

II.1.1 : les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

La formule donnant l'épaisseur minimale du plancher est la suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{tel que :}$$

Avec : h_t : hauteur total du plancher.

L_{\max} : Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 4,25 - 0,30 = 3,95 \text{ m}$$

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{395}{22,5} = 17,55 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants.

16 cm pour la hauteur du corps creux.

4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

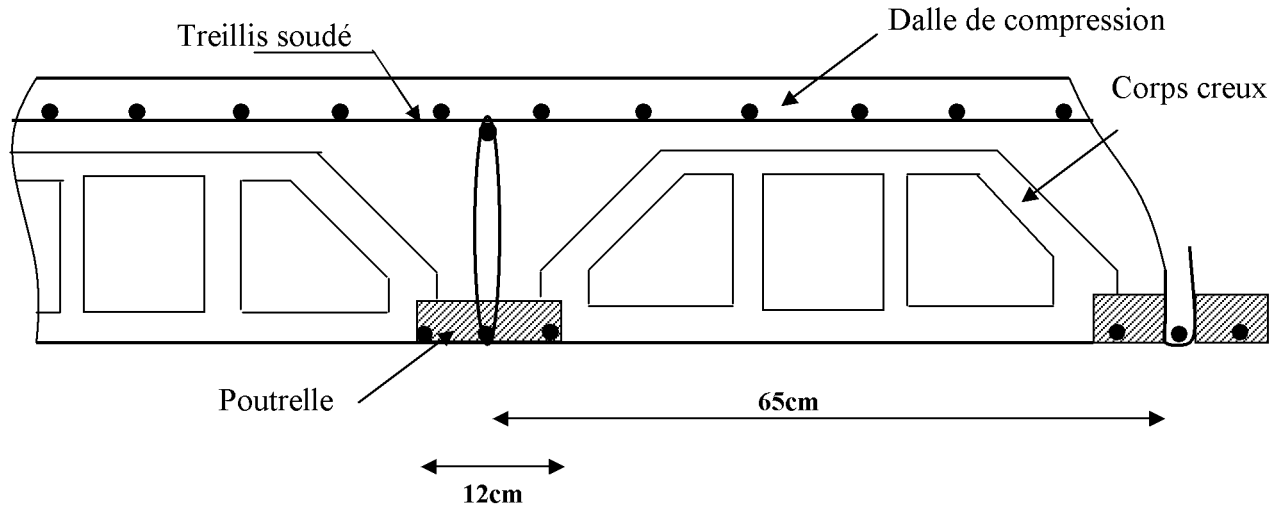


Figure 4 : schéma d'un plancher en corps creux.

II.1.2 : Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \quad (\text{pour avoir une forme rectangulaire}).$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99), pour la zone (IIa):

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4 \text{ cm.} \end{cases} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

i. les poutres principales (Pp) :

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

❖ **la hauteur**

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm.}$$

$$395 / 15 \leq h_{pp} \leq 395 / 10 \quad \Rightarrow \quad 26,33 \leq h \leq 39,5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte: $h_{pp} = 35 \text{ cm.}$

❖ **La largeur :**
 $0,4h \leq b_{pp} \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad [\text{cm}].$

On adopte : $b_{pp} = 30 \text{ cm.}$

ii. **Les poutres secondaires (ps):**

❖ **la hauteur :**
 $\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$
 $L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$

$370 / 15 \leq h_{ps} \leq 370 / 10 \quad \Rightarrow \quad 24.66 \leq h \leq 37 \quad [\text{cm}].$

On adopte: $h_{ps} = 30 \text{ cm.}$

❖ **La largeur :**
 $0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad [\text{cm}].$

On adopte : $b_{ps} = 25 \text{ cm.}$

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suites :
 Les poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
 Les poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

• **II.1.1. Détermination des charges et surcharges :**

-Charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible :

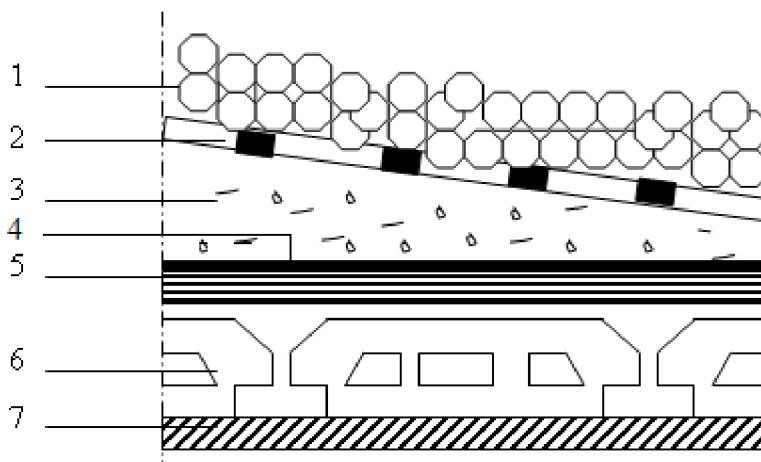


Figure 5: Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	17	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.19
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.55
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.20
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				6.00

b) Plancher courant :

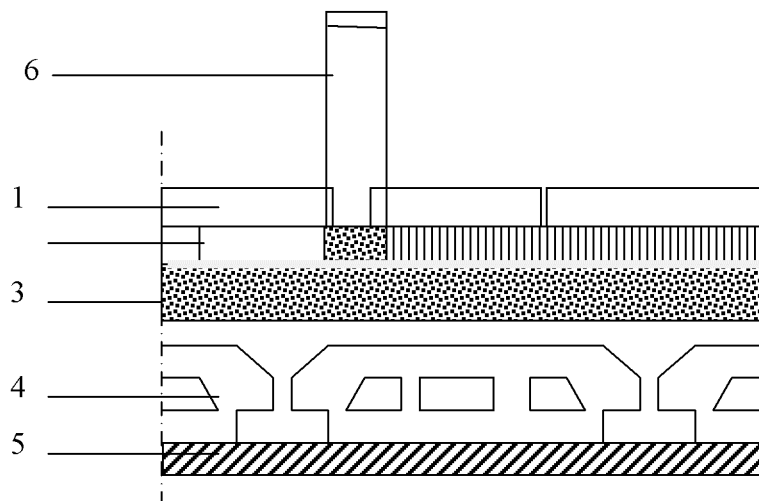
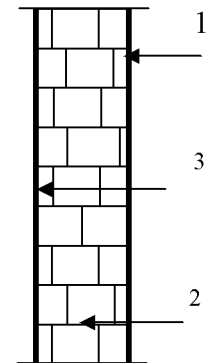


Figure 6: Coupe verticale du plancher courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.03	22	0.54
3	Couche de sable	0.03	18	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_r				5.55

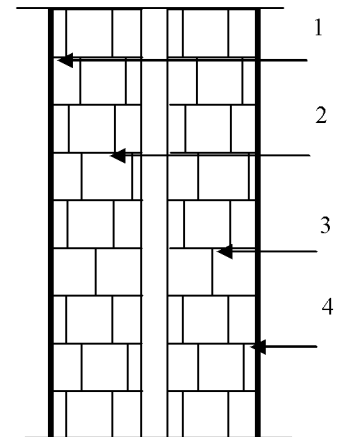
c)Murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				1.30



d)Murs extérieurs :

N°	Eléments	Épaisseur (m)	P (kN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.01	9	1.8
3	Lame d'aire	0.05	9	/
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G total				2.36



Dalle pleine du balcon :

N°		Épaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.03	22	0.54
3	Couche de sable	0.03	18	0.66
4	Dalle pleine en béton armé.	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.55

II.3.1 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99/2003) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- * **L'épaisseur du voile (e)**: Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de

l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

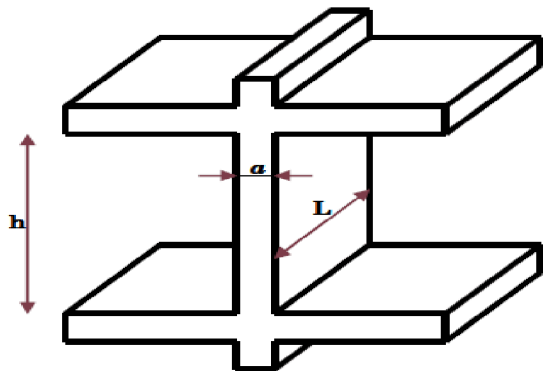


Figure 8: coupe vertical du voile

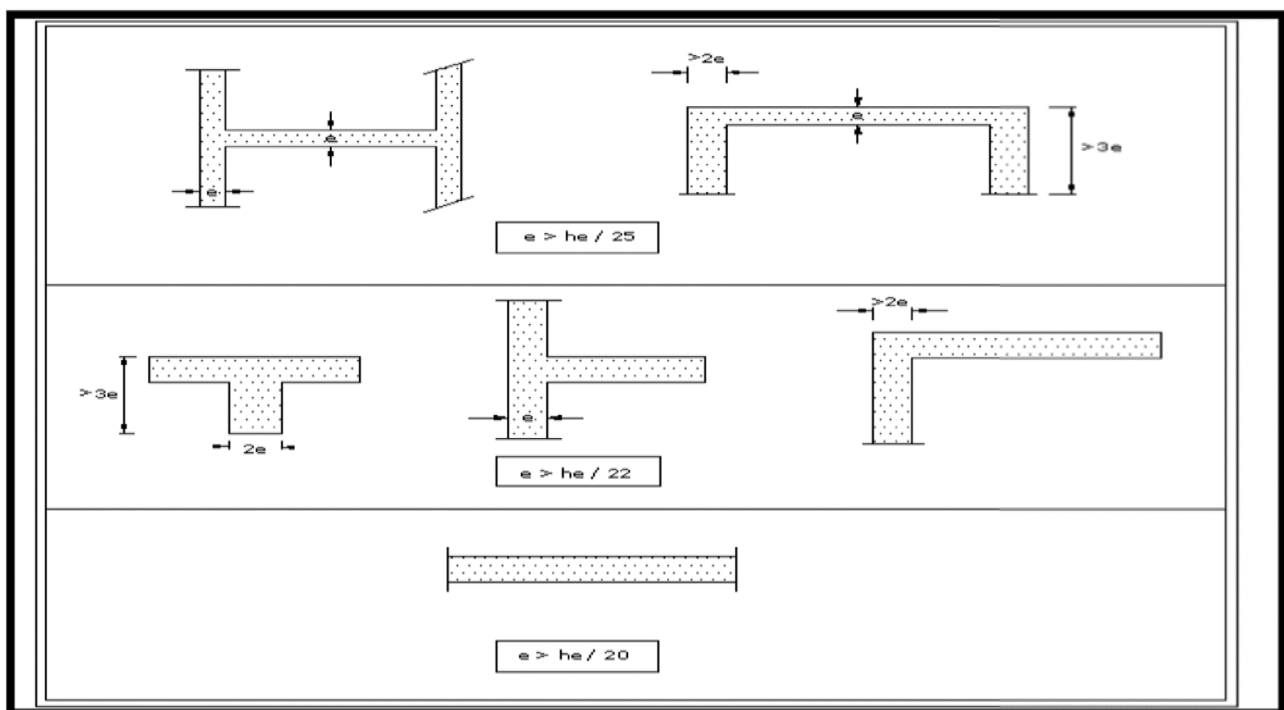


Figure 9 : les différents types de voiles.

Remarque : la structure faisant l'objet d'étude comporte des voiles linéaire, ils seront pré dimensionnés tel qu'il est illustré dans le troisième cas de figure.

a) pour le RDC :

$$h_e = 4,22 - 0,4 = 3,82\text{m}$$

$$a \geq \frac{382}{20} = 19,10\text{cm}$$

$$a \geq \frac{382}{22} = 17,36\text{cm}$$

$$a \geq \frac{382}{25} = 15,28\text{cm}$$

b) L'étages courants (du 1^{er} au 8^{ème} étage)

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$$

$$a \geq \frac{266}{20} = 13,3\text{cm}$$

$$a \geq \frac{266}{22} = 12,09\text{cm}$$

$$a \geq \frac{266}{25} = 10,64\text{cm}$$

Prendre une épaisseur des voiles égale à : (a=20cm)

Remarque : Pour qu'un élément de contreventement puisse être considéré comme étant un voile ,sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$. Pour des valeurs inférieures à 80 cm l'élément est considéré comme étant un poteau.

II .4.Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux est établi à l'état limite de service (ELS) en prenant le plus sollicité (poteau central) en considérant un effort de compression simple axial N , qui sera repris uniquement par la section du béton , selon la relation suivante ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau le plus sollicité.

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante : $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A : section du poteau considéré.

N_s : Effort normal revenant au poteau, (N_s sera déterminé à partir de la descente de charge.)

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ en MPa, à 28 jours $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

Remarque : l'effort normal (N) sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II.4.1.Descente de charge :

II .4.1.1.Surface d'influence :

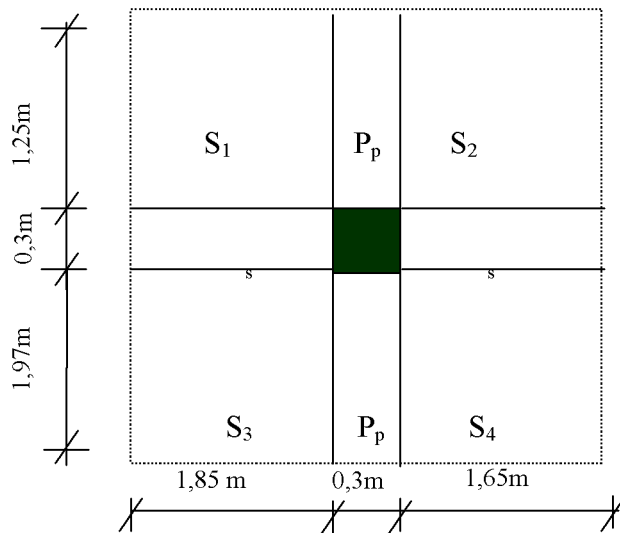
Surface nette du plancher revenant au poteau B3:

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1,85 + 1,65)(1,97 + 1,25) = 11,27 \text{ m}^2$$

Surface brute :

$$S_b = 3,8 \times 3,52 = 13,37 \text{ m}^2$$



Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher à usage commercial	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

II .3.1.2.Poids propre des éléments : c'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

- Plancher terrasse

$$G_t = 13.37 \times 6.00 = 80.22 \text{ KN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = 13.37 \times 5.55 = 74.20 \text{ kN.}$$

- Poutres➤ **Poutres principales :**

$$➤ G_{pp} = (0.4 \times 0.35) \times (1.97 + 1.25) \times 25 = 11.27 \text{ KN.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$➤ G_{ps} = (0.35 \times 0.30) \times (1.85 + 1.65) \times 4 \times 25 = 9.18 \text{ KN.}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 20.45 \text{ kN}$$

➤ **Poteaux:**

$$G_{RDC} = 0.3 \times 0.3 \times 30 \times 4.22 = 11.39 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{etage}} = 0.30 \times 0.30 \times 30 \times 3.06 = 8.26 \text{ KN.}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $Q \times S = 1 \times 13.37 = 13.37 \text{ KN}$
- Etages courants : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = Q \times S = 1.5 \times 13.37 = 20.06 \text{ KN}$
- RDC : $Q \times S = 5 \times 13.37 = 66.85 \text{ KN.}$

II.3.1.3. Dégression vertical des surcharges d'exploitation : pour une structure comprenant un grand nombre d'étages, le BAEL exige l'application de la loi de la dégression des surcharges d'exploitation du fait que l'occupation des derniers niveaux peut être indépendante.

Loi de dégression s'écrit comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

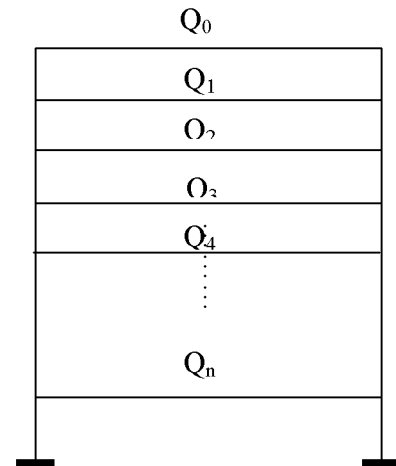
n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage (n) en tenant compte de la dégression des Surcharges.

Niv	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{n-1} Q_0 \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$



- Niv8 : Q_0
- Niv7 : $Q_0 + Q_1$
- Niv6 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Niv5 : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Niv4 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Niv3 : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Niv2 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- Niv1 : $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- RDC : $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

II.3.1.3 : Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	N _s = G _c +Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
08	80.22	20.45	0.00	104.41	104.41	13.37	13.37	117.78	78.52	30x30
07	74.20	20.45	4.78	99.43	203.84	20.06	33.43	237.27	158.18	30x30
06	74.20	20.45	4.78	99.43	303.27	20.06	53.49	356.76	237.84	30x30
05	74.20	20.45	4.78	99.43	402.7	20.06	73.55	476.25	317.5	35x35
04	74.20	20.45	4.78	99.43	502.13	20.06	93.61	595.74	397.16	35x35
03	74.20	20.45	4.78	99.43	601.56	20.06	113.67	715.23	476.82	35x35
02	74.20	20.45	4.78	99.43	700.99	20.06	133.73	834.72	556.48	40x40
01	74.20	20.45	4.78	99.43	800.42	20.06	153.79	954.21	636.14	40x40
RD C	74.20	20.45	6.90	101.55	901.97	66.85	220.64	1122.61	748.40	40x40

Tableau II.5 : Pré dimensionnement des poteaux

Remarque : pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits.

II.6.1.Vérification :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _c /20	h _c /20 = 13.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _c /20	h _c /20 = 13.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 30	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ h _c /20	h _c /20 = 13.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

Conclusion : les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA 99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

Remarque : dans tout les cas de pré dimensionnement des poteaux , il faut s'assurer que la rotule plastique induite par l'effort sismique ne se forme pas au niveau des poteaux , et qu'elle soit dirigée de préférence vers les poutres ou l'en peut tolérer l'apparition de fissures. Pour cela il faut prévoir des sections de poteau plus grandes que celle des poutres.

2. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e =$ Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b = h$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b = h$.

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ◆ poteaux (40x40) : $L_0 = 3,82\text{m} \Rightarrow \lambda = 23.11 < 50$ (pour le RDC).....condition vérifier
- ◆ poteaux (30x30) : $L_0 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.45 < 50$ (pour 8,7 et 6 étage).....condition vérifier
- ◆ poteaux (35x35) : $L_0 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 18.39 < 50$ (pour 5,4,3 étage).....condition vérifier
- ◆ poteaux (40x40) : $L_0 = 2.66\text{m} \Rightarrow \lambda = 16.09 < 50$ (pour 1,2 étage)condition vérifier

Conclusion : les sections des poteaux adoptées pour les différents niveaux sont vérifiées vis-à-vis du flambement.

l'acrotère

I. Introduction : L'acrotère est un élément en béton armée qui assure la sécurité, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher. Il est soumis à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q » dû à la main courante engendrant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

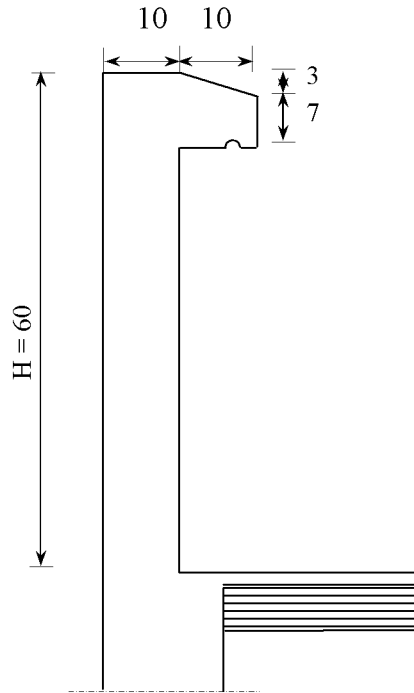


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère

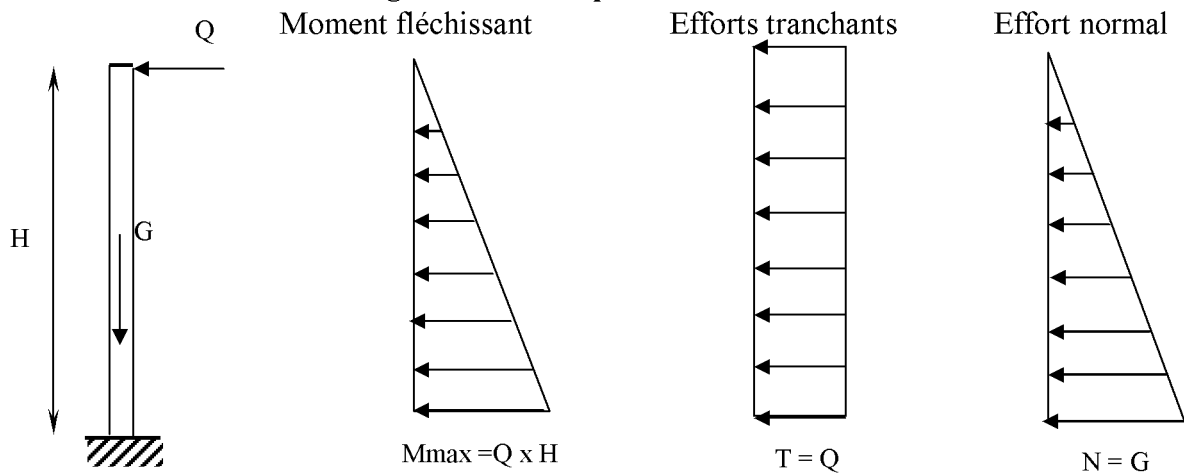


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère

II. Calcul des sollicitations :**II.1. Effort normal de compression dû au poids propre :**

$$N = \rho \times S \times 1 \text{ m}$$

ρ : masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$N = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)] = 1.7 \text{ KN/ml.}$$

II.2. Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q=1.00kN/ml.

$$M = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m.}$$

II.3. Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ m} = 1.00 \text{ kN}$$

III. Combinaison des charges :**a. A L'ELU :**

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7 = 2.30 \text{ KN /ml}$$

Moment de flexion dû a Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

b. A L'ELS:

La combinaison de charge est : **G + Q**

Effort normal dû à G : $N_s = 1.7 \text{ KN/ml}$

Moment de flexion dû a Q : $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$

IV. Ferrailage de l'acrotère (à L'ELU):

Il consiste à étudier une section rectangulaire (b x h), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

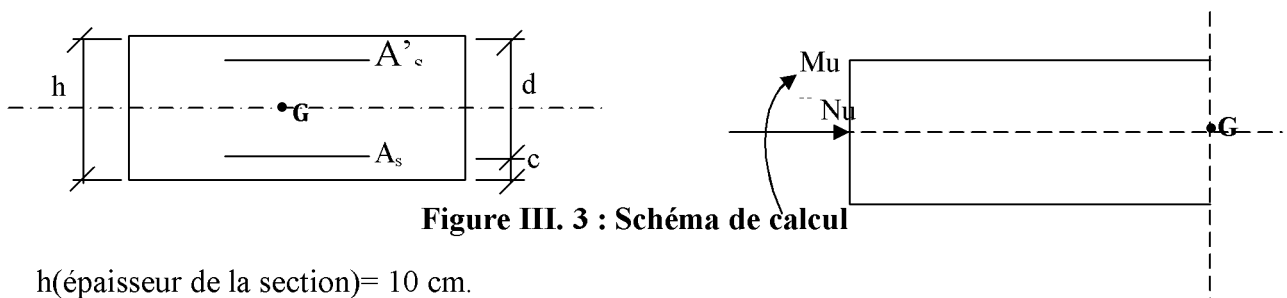


Figure III. 3 : Schéma de calcul

h (épaisseur de la section) = 10 cm.

b (largeur de la section) = 100 cm .

c et c' (enrobage) = 3 cm .

$d(\text{hauteur utile})=h-c=7\text{cm}$.

IV.1. Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.30} = 0.39\text{m} = 39\text{cm}.$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 3 = 2\text{ cm}.$$

$e_u > [(h/2) - c]$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal « N_u » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. On fait un calcul en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif « M_{fu} ».

IV.2. Calcul en flexion simple:

a. Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 0.9 + 2.30(0.1/2 - 0.03) = 0.946\text{kN} \cdot \text{m}$$

b. Moment réduit :

$$\mu_u = M_f / (bd^2 \cdot F_{bu}). \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85(25)}{1.5} = 14.2\text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_u = 0.946 / (1 \times 0.07^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.0135$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée .}$$

$$\mu_u = 0.0135 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993$$

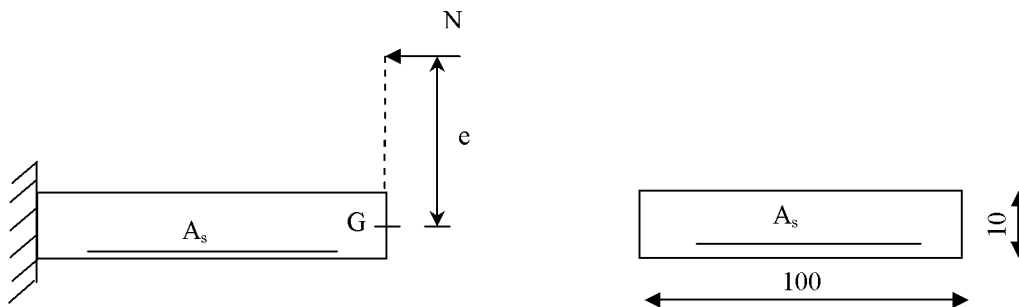


Figure III.4 : section transversale de l'acrotère.

c. Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.391\text{cm}^2.$$

IV.3. Calcul en flexion composée**a. Armatures réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0.391 - \frac{2.30 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

IV.4. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.30} = 0.260 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{26 - 0.455 \times 7}{26 - 0.185 \times 7} \right] = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.78 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section plus importante.

Soit : 5HA8 $\Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b. Vérification de l'écartement dans les barres**Armatures verticales :**

$$A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

c. vérification au cisaillement :(BAEL 91 art 5.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ tel que :}$$

V_u : effort tranchant max à l'ELU.

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021\text{MPa} < 2.5 \text{ Mpa, alors la condition est vérifiée.}$$

d. Vérification de l'adhérence des barres

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

avec: $V_u = 1.5\text{KN}$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0.253 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

e. Ancrage des barres verticales : pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{et} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22\text{cm}$$

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

IV.5. Vérification des contraintes à l'ELS : L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

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

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

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

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29. \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.914$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.914 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.65 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

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

- b. **Vérification des contraintes dans le béton :** Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right. \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_U}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{0.90}{0.6} = 1.5$$

$$\mu_u = 0.0107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha_u = 0.493.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 + 0.25 = 0.50 > 0.495 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

IV.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifié 2003) : L'acrotère doit être conçue de façon à résister à la force horizontale $F_p = 4.A.C_p.W_p$.

A : coefficient de force horizontale pour les éléments secondaires (zone III) .A=0.25

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires $C_p = 0.3$

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 1.7 \text{ KN/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.7 = 0.51 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme.

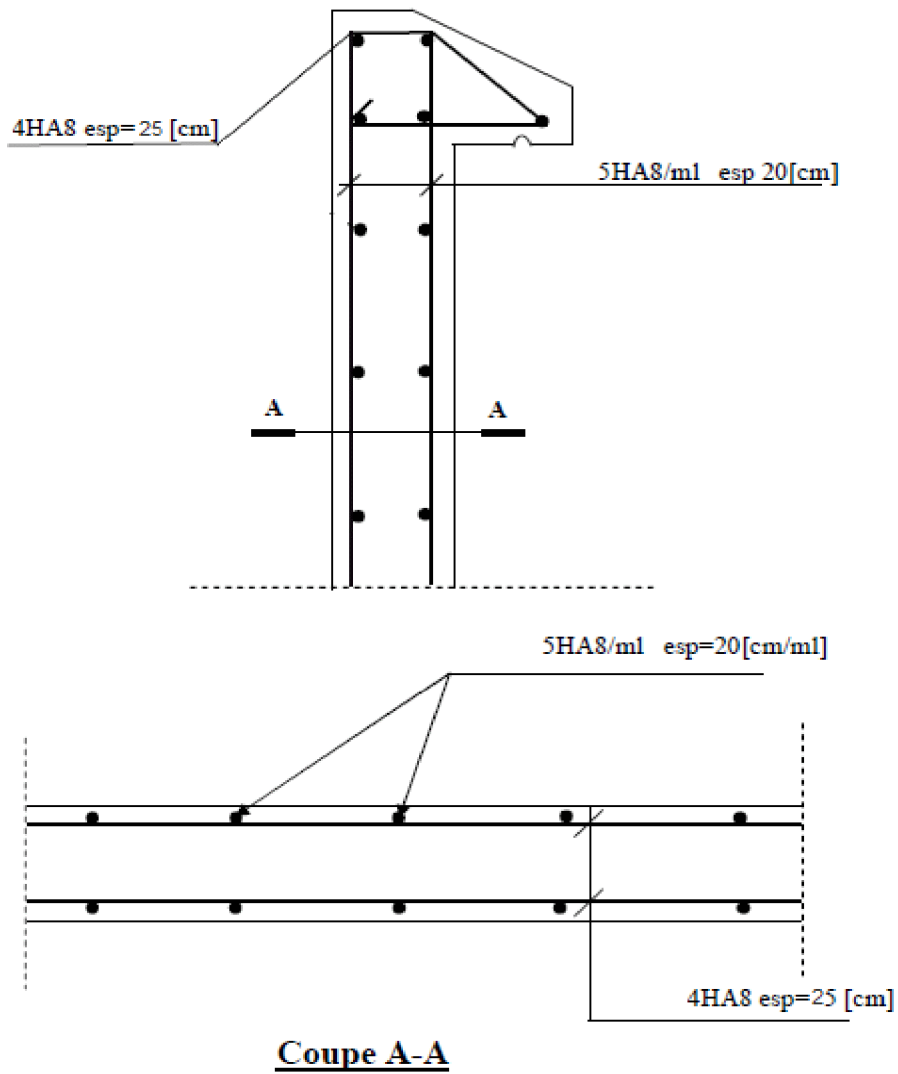
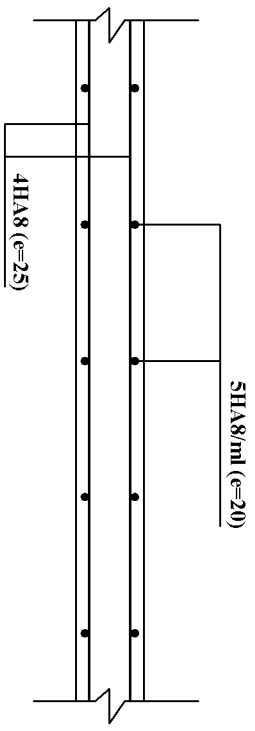
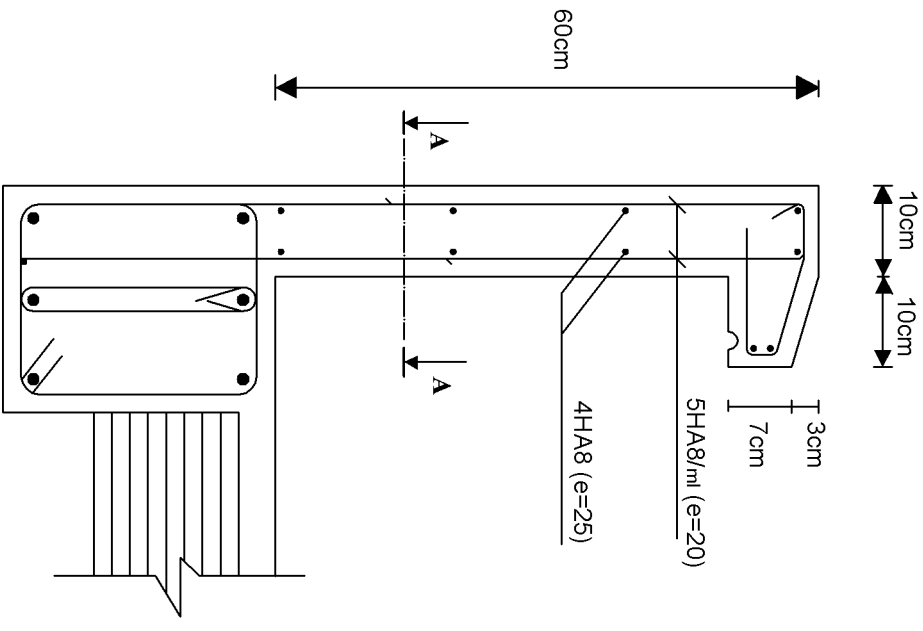


Figure III.5. Schéma de ferraillage de l'acrotère.



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZHOUZOU

ETUDIER PAR:
 ALLOUI ZAHIA
 ABBELLI RACHIDA

DIRIGER PAR:
 Mme AKMOUSSI

Plan de ferrailage de
 L'acrotère

Echelle : 1/50

Promotion: 2015-2016

Les balcons

I. Introduction : Notre structure est constituée de deux types de balcon le premier est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le deuxième est en dalle pleine. Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des charges permanentes au poids du garde corps ainsi qu'aux charges d'exploitations.

- largeur $L=1,2$ m
- longueur $l=4,2$ m
- un garde corps de hauteur $h=1$ m en brique plein de 10,5 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d'1 ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

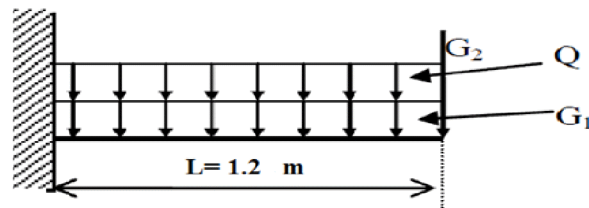


Figure III.1. : Schéma statique du balcon.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec} \quad L : \text{largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{1,2}{10} = 0,12 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad e = 15 \text{ cm}$$

II. Détermination des charges et surcharges

II.1. Charges permanentes :

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			G = 5.35KN/m²

- **Garde corps**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			g = 1.62KN/m²

II.2. charge d'exploitation : $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III. Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

III.1. Combinaison des charges :

a. A l'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times l = [(1.35 \times 5.35) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.47\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.187\text{KN}$$

b. A l'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.35 + 3.5] \times 1 = 8.85\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.62\text{KN}$$

III.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

a. A l'ELU :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.2^2}{2} = 8.98\text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2.187 \times 1.2 = 2.62\text{KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.60 \text{KN.m}$$

b.A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.2^2}{2} = 6.37 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1 \times 1.2 = 1.94 \text{KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 8.31 \text{KN.m}$$

III.3. Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 11.60 \text{KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{cm} \quad ; \quad d = 12 \text{cm}$$

a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.60 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.60 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2.86 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2.86 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 4.52 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

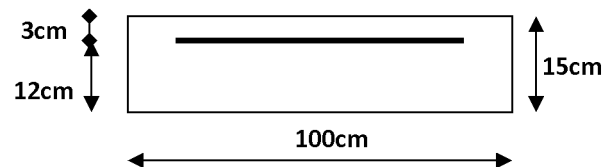


Figure III.23

IV. Vérification à l'ELU :**IV.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) d.b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

IV.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

- **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 12.47 \times 1.2 + 2.19 = 17.15 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.15 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.143 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.143 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

IV.3. Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.7 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.15 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.7} = 1.05 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

IV.4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > St = 25 \text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

IV.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

soit $L_s = 50\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$$

V. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

V.1. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

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

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

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

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 8.31}{100 \times 12} = 0.0028$$

$$\rho = 0.0028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.913$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{8.31 \times 10^6}{0.913 \times 120 \times 201.63} = 3.76\text{cm}$$

$$\text{Soit : } 4HA12 = 4.52\text{cm}^2 \quad \text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25\text{cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

Soit : $4HA10=3.14\text{cm}^2$ avec : $St=25\text{cm}$.

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

V.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

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

$$k_1 = 42.47$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{201.63}{42.47} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.905$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8.31 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52} = 169.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ la section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations

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

V.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{8.31}{10(8.31)} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{12 \times 100} = 0.0026 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

4HA12/ml (St = 25cm)

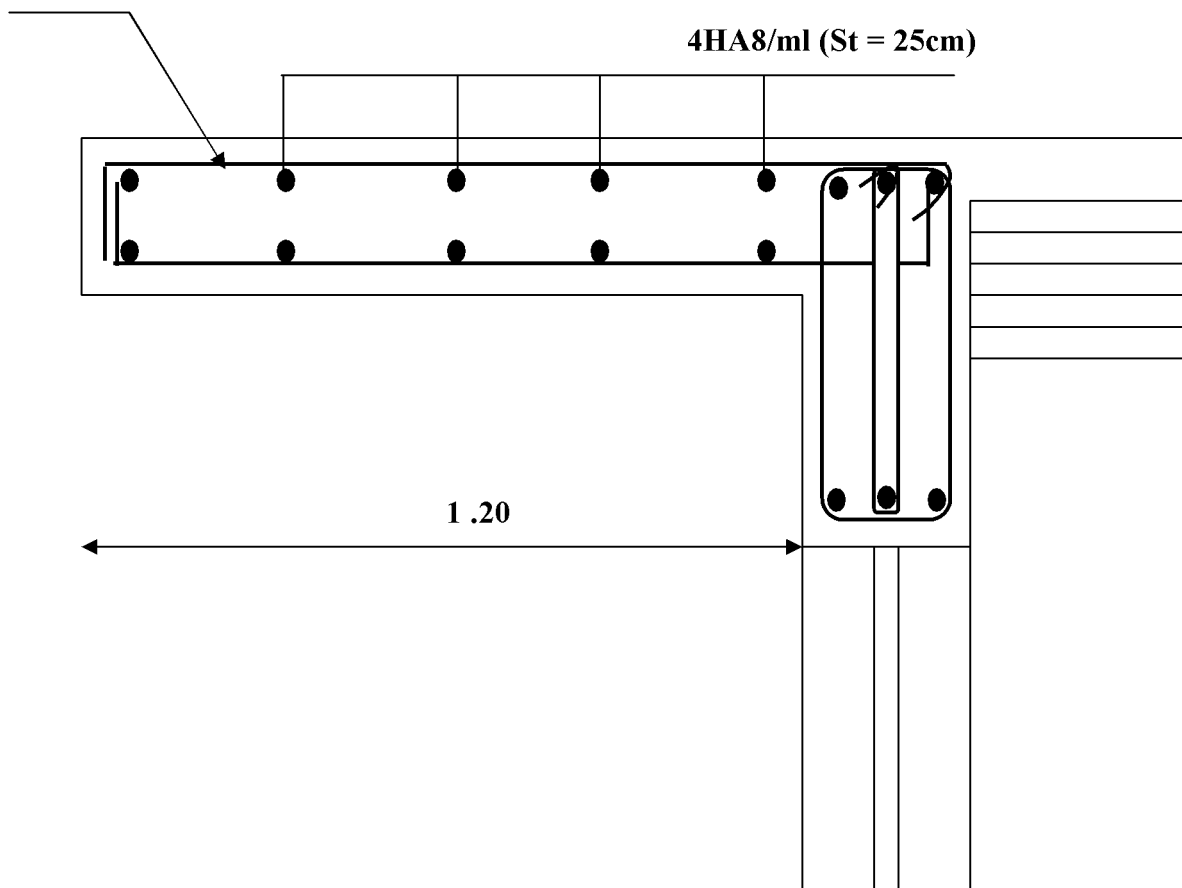


Figure III : Ferrailage du balcon

l'escalier

I. Introduction : Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permettant le passage d'un niveau à un autre.

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

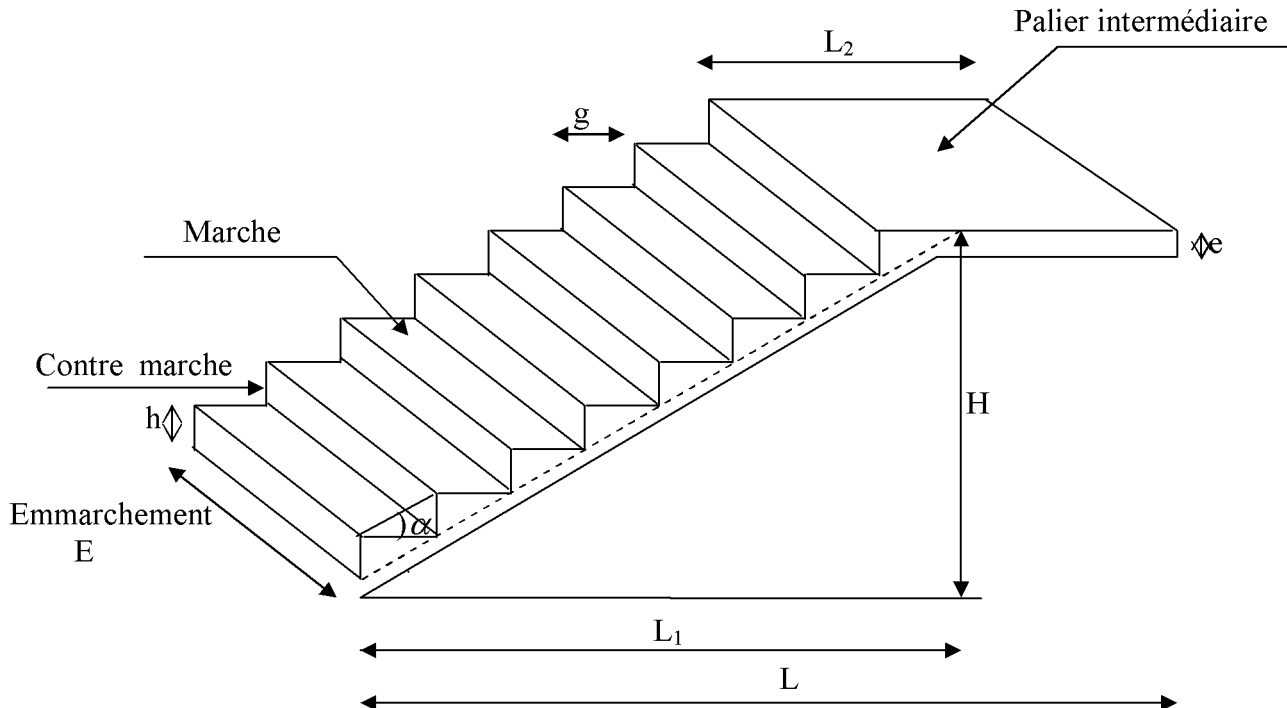


Figure III.1 : Coupe verticale de l'escalier

- 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 16 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_1 .
 - La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
 - L'emmachement E représente la largeur de la marche.
 - le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées
- La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

Le premier cas :

II. Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

II.1. marches et contremarches :

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

Où : h : la hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $27 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$.

II.2. Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour RDC : $H = 2.72\text{m}$.

$$\text{alors : } n = 2.72/0.17 = 16.$$

II.3. Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

$$L_1 = 4.5\text{m} \Rightarrow g = 4.5/15 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}.$$

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L = L_1 + L' + L_3 = 556\text{cm}$

$$720/30 \leq e_p \leq 720/20 \Rightarrow 24 \leq e_p \leq 36$$

Soit $e_p = 25\text{cm}$.

$$\text{Calcul de } \alpha : \text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.6375 \Rightarrow L' = 2.86\text{m}$$

III. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **charge permanente :**

Paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{15}{\cos\alpha} = 4.31$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	$= 0.30$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
	G_{ps} = 8.326

Palier

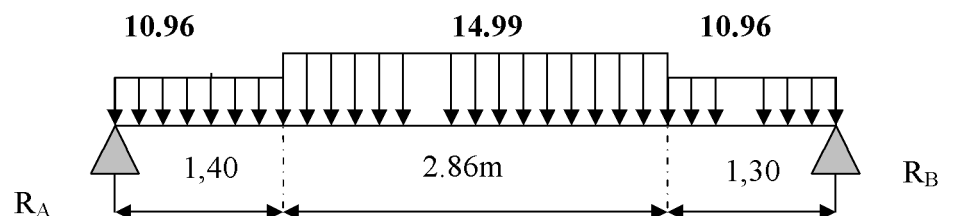
Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
	$G_{pl} = 5.34$

➤ **Charges d'exploitation**

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{ KN/ml}$
- Paillasse : $Q_{ps} = 2.5 \text{ KN/ml}$

IV. Calcul à l'ELU:**IV.1 : Calcul des sollicitations :****- Combinaisons des charges :**

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 8.326 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 14.99 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.96 \text{ KN/ml}$

*Schéma statique***- Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.40q_{u3} + 2.86q_{u1} + 1.30q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.40 \times 10.96 + 2.86 \times 14.99 + 1.30 \times 10.96 = 72,46 \text{ KN / ml} .$$

$$R_A + R_B = 72,46 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1.40 \times \frac{1.40}{2} + q_{u1} \times 2.86 \times \left(1.4 + \frac{2.86}{2}\right) + q_{u3} \times 1.30 \times (0.65 + 2.86 + 1.4)$$

$$R_B \times 5.56 = 10.96 \times 1.40 \times 0.7 + 14.99 \times 2.86(1.40 + 1.43) + 10.96 \times 1.30(0.65 + 2.86 + 1.40)$$

$$R_B = 36,34 \text{ KN.}$$

$$R_A = 72,46 - 36,34 = 36,12 \text{ KN}$$

$$R_A = 36,12 \text{ KN}$$

-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$.

$$T(x) = R_A - q_{u3}x$$

$$T(x) = 36,12 - 10.96x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 36,12 \text{ KN} \\ T(x=1.40) = 36,12 - 10.96 \times 1.40 = 20,73 \text{ KN.} \end{cases}$$

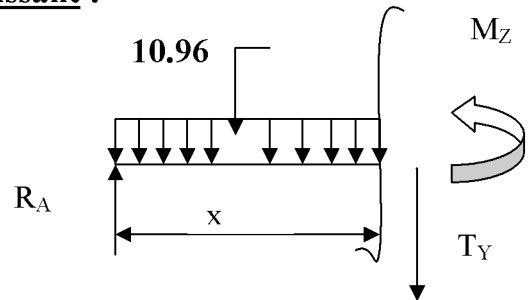
$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u3}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u3}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u3}} = \frac{36,12}{10.96} = 3,29 \text{ m}$$

$$x=3,29 \text{ m,}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 36,12x - \frac{10.96}{2}x^2$$

$$M(x) = 36,12x - 5.48x^2$$

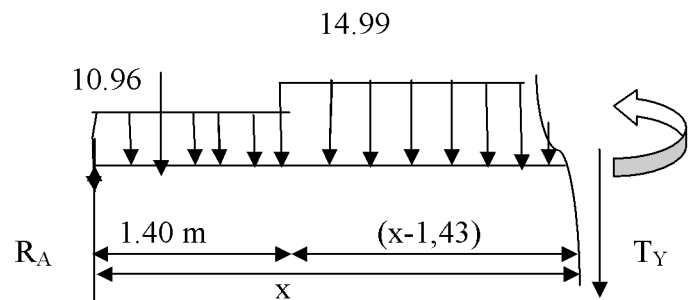
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m}, & M(x=1.40) = 39,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ieme} tronçon : $1.40 \leq x \leq 4,26$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.40) - q_{u1}(x-1.40)$$

$$\begin{cases} T(x=1.40) = 36,12 - 10.96 \times 1.40 = 20,77 \text{ KN} \\ T(x=4.26) = 36,12 - 10.96 \times 1.40 - 14.99(4.26 - 1.40) = -22.09 \text{ KN.} \end{cases}$$



3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$.

$$T(x) = -R_B + q_{u3} \cdot x.$$

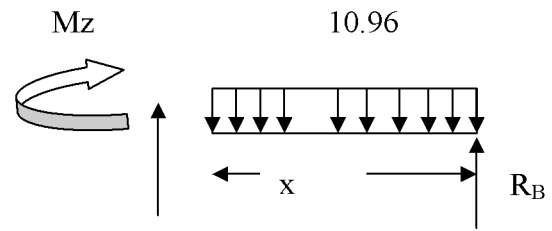
$$T(x) = -36.34 + 10.96 x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -36.34 \text{ KN} \\ T(x=1.30) = -36.34 + 10.96 \times 1.30 = -36.34 + 14.248 = -22.09 \text{ KN}. \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 48.64x - \frac{10.96}{2} x^2$$

$$M(x) = 36.34 x - 5.48 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.30 \text{ m}, \quad M(x=1.30) = 37.98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Calcul du moment max :

On a : pour $x = 3.60 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=3.60) = 36.12(3.60) - 10.96 \times 1.40(3.60 - 0.7) - 14.99 \left(\frac{(3.60 - 1.40)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(3.60) = 92.46 \text{ KN.m}$$

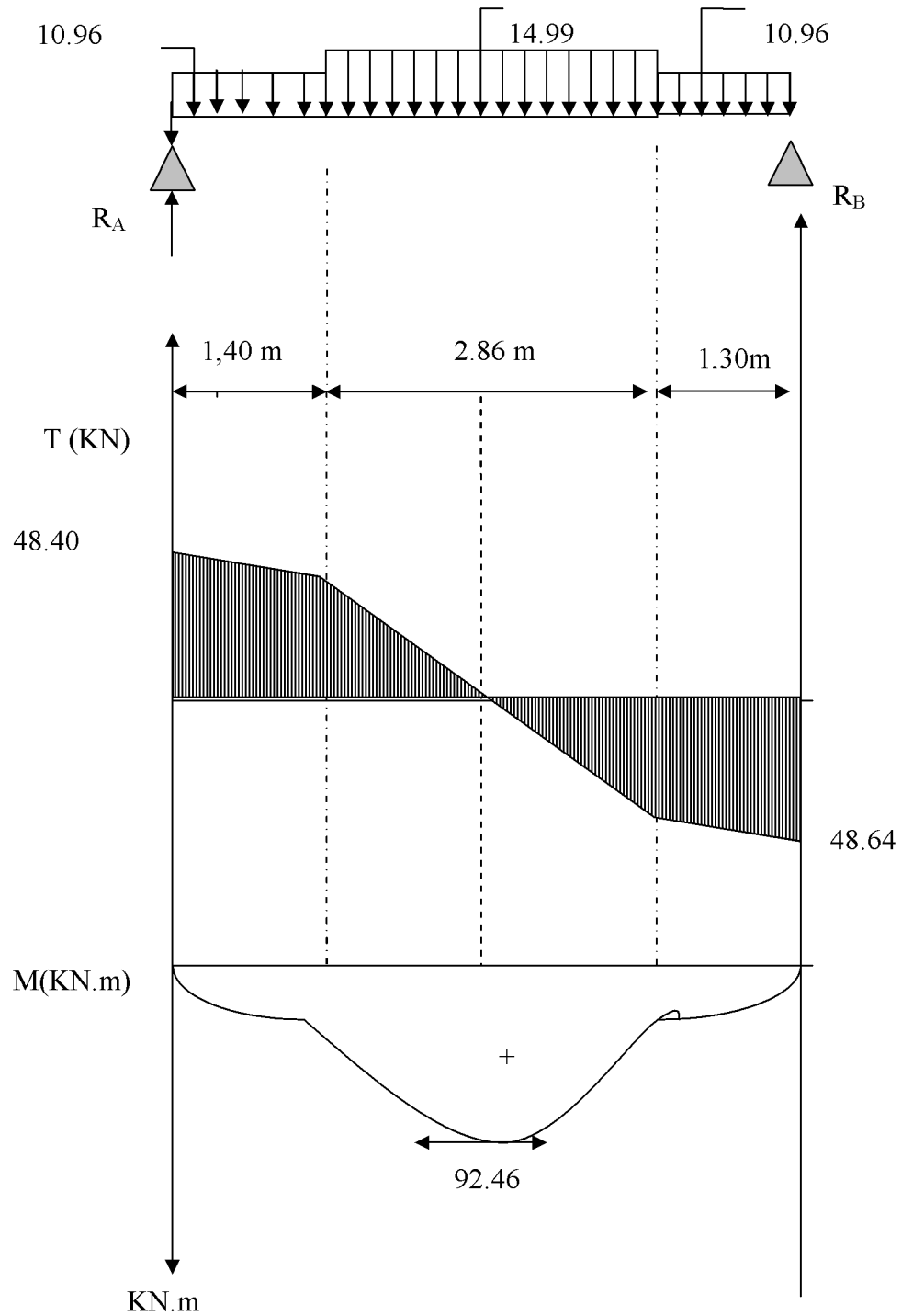


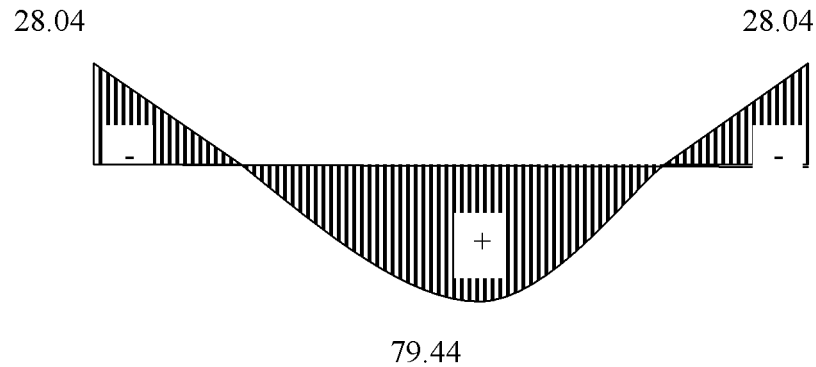
DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (92.46) = -28.04 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (92.46) = 79.44 \text{ KN.m}$



*Diagramme des moments fléchissant (ELU)
En tenant compte de l'encastrement partiel.*

IV.2 : Calcul du ferrailage :

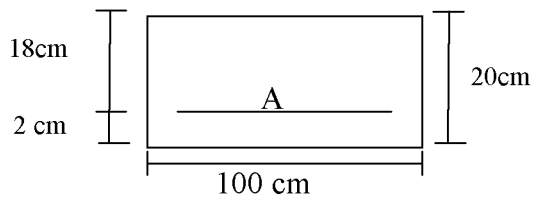


Fig.

Armatures principales

✓ Aux appuis :

$$M_u = -28.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.04 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu_b = 0.060 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.969$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{28.04 \times 10^3}{0.969 \times 18 \times 348} = 4.61 \text{ cm}^2$$

$A_{ca1} = 4.61 \text{ cm}^2$ on opte pour **6HA14 = 9.24 cm²** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

○ Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement de **S_t = 25cm**.

✓ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{79.44 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.172 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.172 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.905$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{79.44 \cdot 10^3}{0.905 \times 18 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 4HA 10 = 3.14cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**.

○ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{15.39}{4} = 3.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

IV.3 Vérification A l'ELU :

1- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 6.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2- Espacement des barres :

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

○ Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : S_t = 20 cm < 33 cm ⇒ condition vérifiée

En travée : S_t = 25 cm < 33 cm ⇒ condition vérifiée

○ Armatures de répartition :

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : S_t = 20cm < 45 cm ⇒ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 48.40 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{48.40}{0.9 \times 18 \times 21.98} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.135 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

❖ Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{48.40 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267ab f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 48.40 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_e} \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui
 M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(48.40 \times 10^3 - \frac{28.04 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -1.53 \text{ cm}^2$$

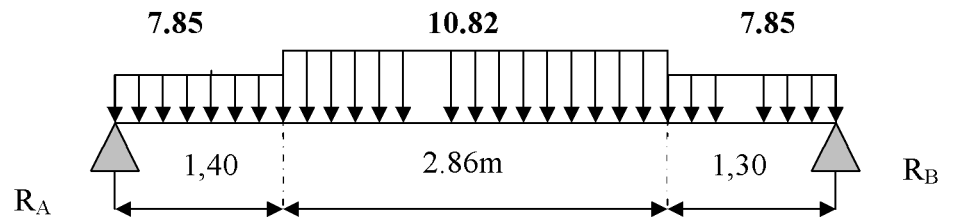
$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > -3.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :**-Combinaison de charge :**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{paillasse: } q_{s1} = (8.326 + 2.5) = 10.82 \text{ KN / m}$$

$$\text{Le palier : } q_{s3} = (5.34 + 2.5) = 7.85 \text{ KN / m}$$



- Réaction d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow 1.4q_{s3} + 2.86q_{s1} + 1.3q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.4 \times 7.85 + 2.86 \times 10.82 + 1.3 \times 7.85 = 52.14 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} + q_{s1} \times 2.86 \times \left(1.4 + \frac{2.86}{2}\right) + q_{s3} \times 1.3 \times (0.65 + 2.86 + 1.4).$$

$$R_B = 21.82 \text{ KN.}$$

$$R_A = 52.14 - 21.82 = 30.32 \text{ KN.}$$

$$R_A = 30.32 \text{ KN.}$$

V-1 - Calcul et diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40$

$$T(x) = R_A - q_{s3} \cdot x.$$

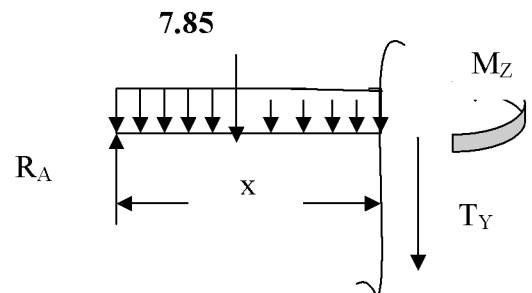
$$T(x) = 30.32 - 7.85 x$$

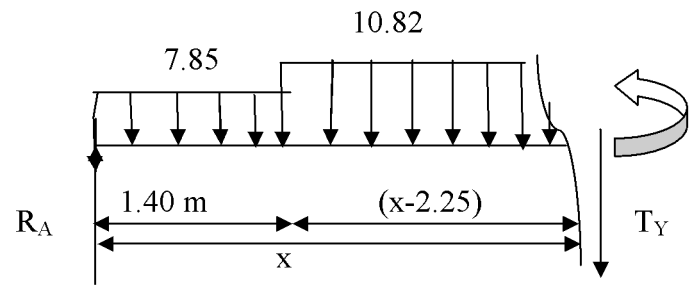
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 30.32 \text{ KN} \\ T(x=1.40) = 30.32 - 7.85 \times 1.4 = 19.33 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 30.32x - \frac{7.85}{2} x^2$$

$$M(x) = 30.32 x - 3.92 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.40) = 34.76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$





➤ 2^{ème} tronçon : $1.4 \leq x \leq 4.26$

$$T(x) = R_A - q_{s3}(1.40) - q_{s1}(x-1.40)$$

$$\begin{cases} T(x=1.40) = 30.32 - 7.85 \times 1.40 = 19.33 \text{ KN} \\ T(x=4.26) = 30.32 - 7.85 \times 1.40 - 10.82(4.26 - 1.40) = -19.95 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$.

$$T(x) = -R_B + q_{s3}x.$$

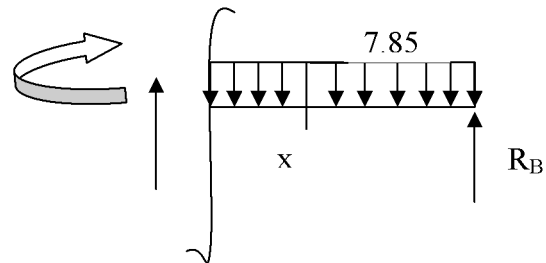
$$T(x) = -21.82 + 7.85x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -21.82 \text{ KN} \\ T(x=1.30) = -21.82 + 7.85 \times 1.30 = -11.61 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 21.82x - \frac{7.85}{2}x^2$$

$$M(x) = 21.82x - 3.92x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.30 \text{ m}, & M(x=1.30) = 21.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ Calcul du moment max :

$$M^{\max}(x=2.20) = 21.82(2.20) - 7.85 \times 1.40(2.20 - 0.7) - 10.82 \left(\frac{(2.20 - 1.40)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(3.21) = 62.53 \text{ KN.m}$$

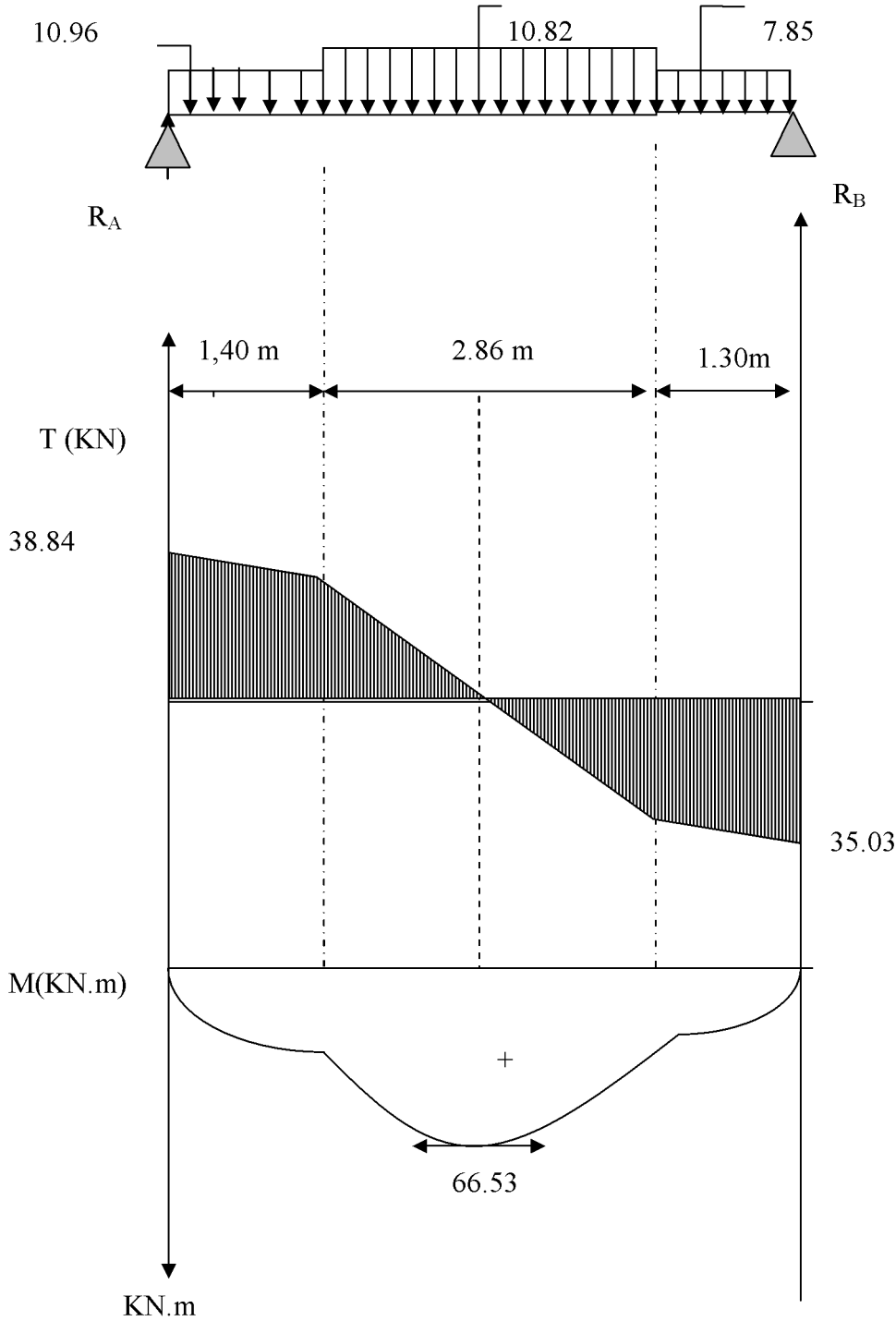


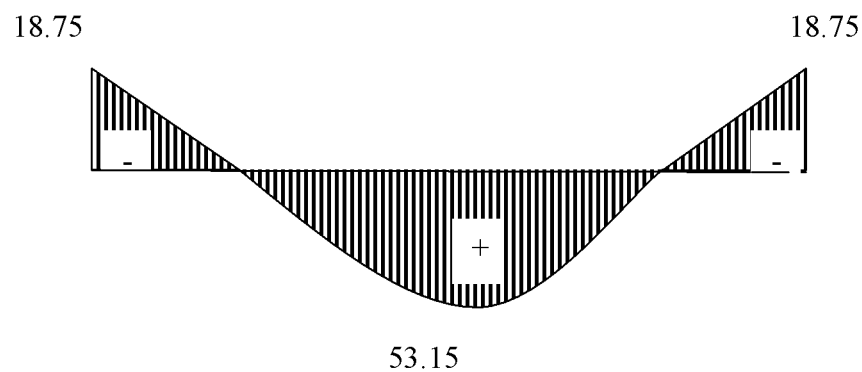
DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = - 0.3 M^{max} = - 0.3 (62.53) = - 18.75 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (62.53) = 53.15 \text{ KN.m}$



***Fig. Diagramme des moments fléchissant (ELS)
En tenant compte de l'encastrement partiel***

VI : Vérification à l'ELS :**1- Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire la section est justifiée vis-à-vis des ouvertures des fissures.

2- Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 6.28}{100 \times 18} = 0.348$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.776 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.672 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0448$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.69 \times 10^6}{0.776 \times 180 \times 201} = 273.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,0448 \times 273.90 = 12.27 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 15.39}{100 \times 18} = 0.855$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.303 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21.80 \times 10^6}{0.899 \times 180 \times 565} = 238.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.029 \times 238.43 = 6.91 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.-Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{720} = 0.025 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{18}{720} = 0.025 \leq \frac{25.65}{10(21.80)} = 0.117 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

poutre palière

I.Introduction : Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.10m.

II. pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}.$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 10\text{cm} \leq b \leq 17.5\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003, $b \geq 25\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

III. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875\text{KN/ml}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.5\text{KN/m}$

L'effort tranchant à l'appui B :

ELU : $T_u = 36.34\text{KN}$

ELS : $T_s = 21.82\text{KN}$

IV. Calcul à l'ELU :

IV.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + 2 \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 1.875 + 2 \frac{36.34}{3.10} = 25.97$$

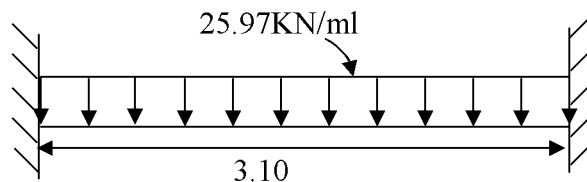


Figure III.34 :Schéma statique de la poutre palière

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{25.97 \times 3.10^2}{8} = 31.19\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{25.97 \times 3.10}{2} = 40.25\text{KN}.$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -9.36\text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 26.51\text{KN.m}$$

IV.2. Diagramme de M et T

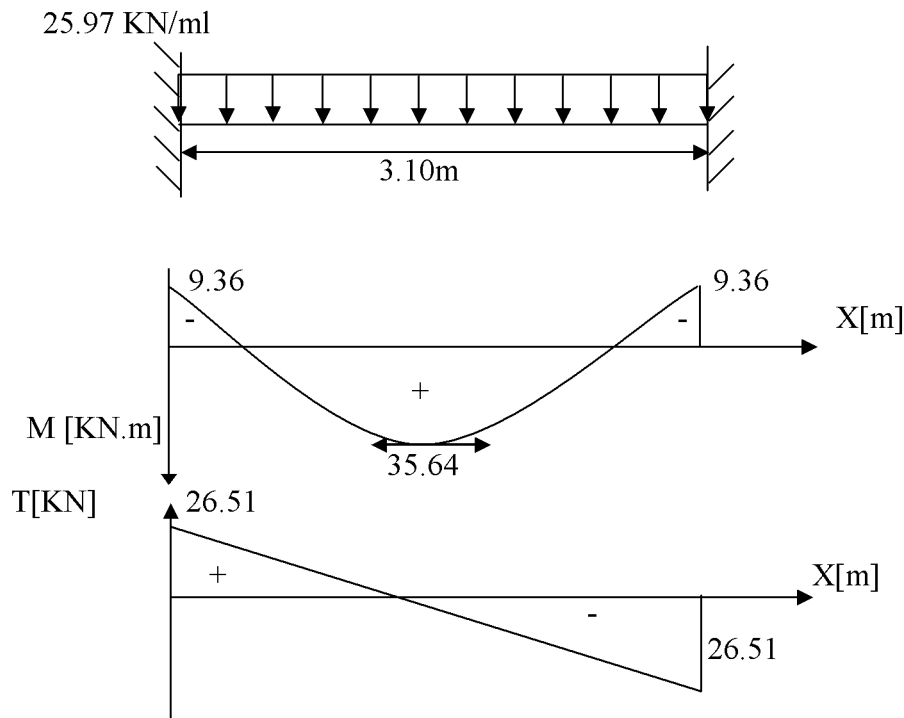


Diagramme des efforts internes

IV.3. Ferrailage :

- En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.51 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.076$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.51 \times 10^3}{0.960 \times 32 \times 348} = 3.23 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.36 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$u_b = 0.028 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.36 \times 10^3}{0.986 \times 32 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

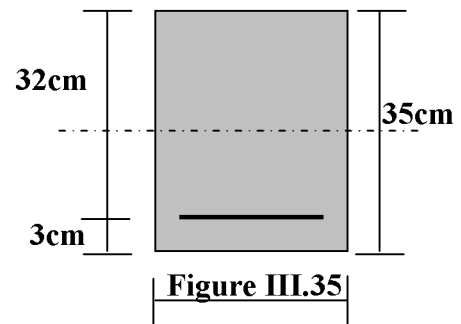


Figure III.35

V. Vérifications :**V.1. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4.52 \text{cm}^2 > 1.19 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 4.52 > 1.19 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.2. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{40.26 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.56 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

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

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14(2 \times 14 + 12) = 125.6 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.26 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 125.6} = 1.49 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

V.4. Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{mm} = 42.328 \text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 50 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

V.5. les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

a) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(12, 10, 30) \text{mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{mm} < 10 \text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30 \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12 \times 12, 30 \right) = 8.75 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 6 \text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 8.75 \text{cm, Soit : } S_t = 8 \text{cm.}$$

VI. Etat limite de service L'ELS :**VI.1. Calcul des moments et de l'effort tranchant**

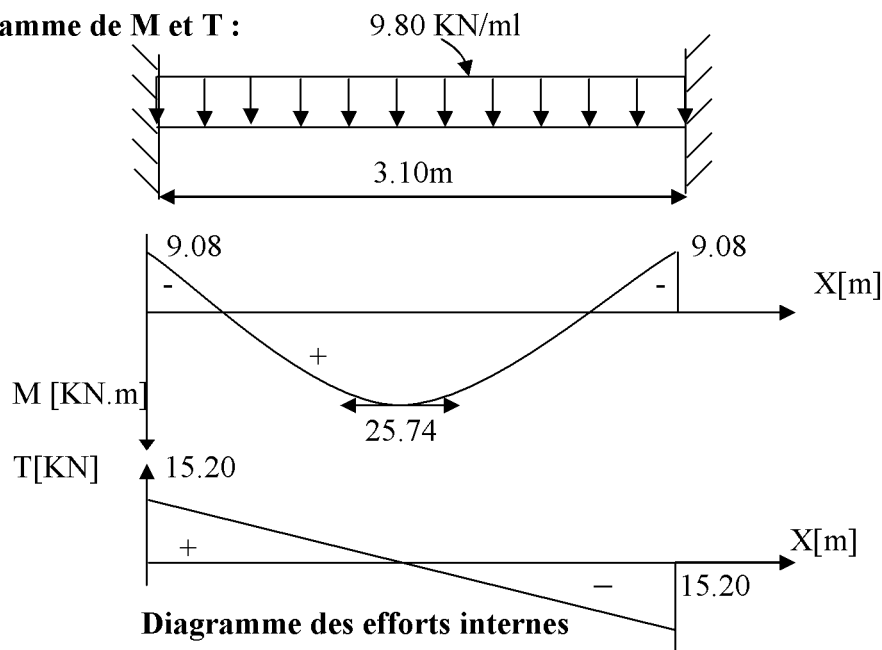
$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 2.62 + 2 \frac{21.82}{3.10} = 9.80 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{9.80 \times (3.10)^2}{8} = 11.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{9.80 \times 3.10}{2} = 15.20 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -9.08 \text{ KN.m} \quad M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 25.74 \text{ KN.m}$$

VI.2. Diagramme de M et T :**IV.3. Vérification des contraintes:****IV.3.1. Etat limite de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{30 \times 32} = 0.456 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 40.17 \\ \beta_1 = 0.857 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9.08 \times 10^6}{0.857 \times 320 \times 4.5 \times 10^2} = 73.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 73.57 = 1.83 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.5}{30 \times 32} = 0.468 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 19.84 \\ \beta_1 = 0.856 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25.74 \times 10^3}{0.856 \times 32 \times 4.21} = 223.20 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.046 \times 223.20 = 10.26 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.120 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.120 > \frac{25.74}{10(30.29)} = 0.084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 32} = 0.0048 < \frac{4.52}{400} = 0.011 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

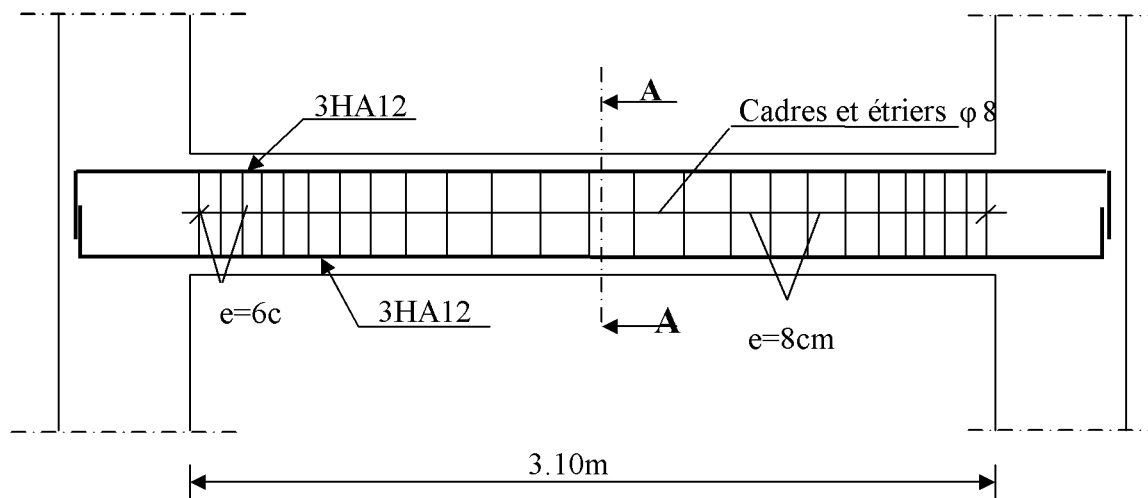


Figure III.36 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

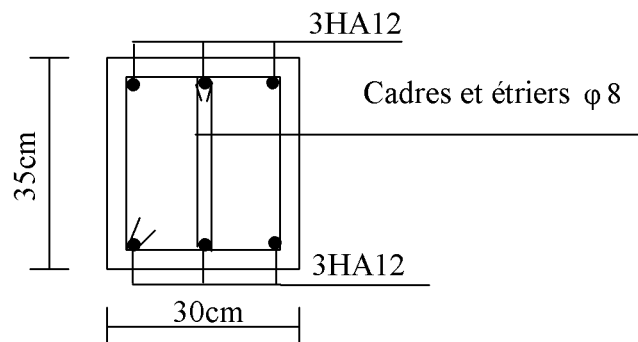
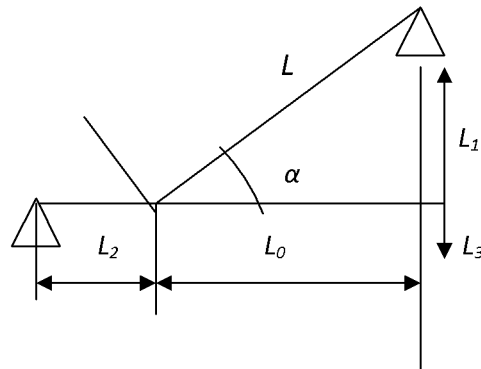


Figure III.37 : Coupe A-A

Deuxième cas :(étage courant)

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.06\text{m}$.

alors : $n = 3.06/0.17 = 18$.

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

II.3. Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_1/n-1$.

On à : $L_1=1.86\text{m}$, $L_2=2.80\text{m}$

$$L_1 = 1.86\text{m} \Rightarrow g = 1.86/8 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}.$$

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L=L_1+L_2$

$$466/30 \leq e_p \leq 466/20 \Rightarrow 14.53 \leq e_p \leq 23.30$$

Soit $e_p = 15\text{cm}$.

$$\text{Calcul de } \alpha : \text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.6375 \Rightarrow L' = 284.63\text{cm}$$

Figure III.29

III. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

- **charge permanente :**

Paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{15}{\cos \alpha} = 4.31$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	= 0.30
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
	G_{ps} = 8.326

Palier

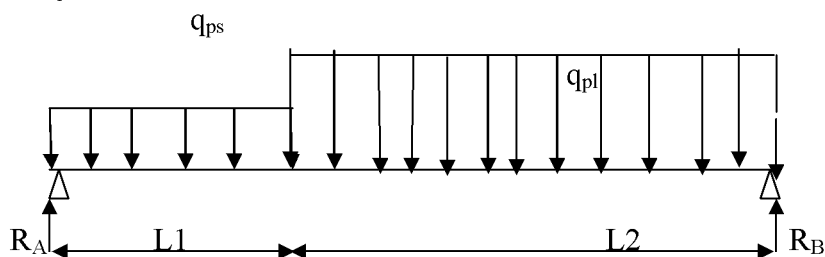
Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
	G_{pl} = 5.34

➤ **Charges d'exploitation**

- Palier : **Q_{pl} = 2.5KN/ml**
- Paillasse : **Q_{ps} = 2.5KN/ml**

IV. Calcul à l'ELU:**IV.1 : Calcul des sollicitations :****a) Combinaisons des charges :**

- paillasse $q_{ps} = [1.35 \times 8.326 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 14.99 \text{ KN/ml}$
- palier $q_{pl} = [1.35 \times 5.34 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.96 \text{ KN/ml}$

**Figure III.30 : Schéma de chargement à l'ELU.**

b) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.99 \times 2.8 + 10.96 \times 1.86$$

$$R_A + R_B = 62.35 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow 4.66 R_B = 10.96 \times 1.86 \times 0.93 + 14.99 \times 2.8 \times (1.4 + 1.86) \Rightarrow R_B = 33.43 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 28.92 \text{ KN}$

c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 1.86 \text{ m}$

$$T_y = q_{ps}x - R_A$$

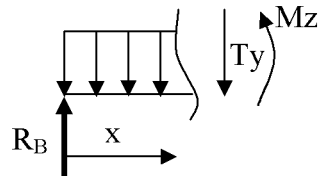
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 33.43 \text{ KN}$$

$$X = 1.86 \text{ m} \rightarrow T_y = 10.96 \times 1.86 - 33.43 = -13.04 \text{ KN}$$

$$M_z = -q_{ps} \frac{x^2}{2} + R_A x$$

$$0 \quad X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 1.86 \text{ m} \rightarrow M_z = 43.22 \text{ KNm}$$



- Pour $1.86 \leq x \leq 4.66 \text{ m}$

$$T_y = q_{ps} \times 1.86 - q_{pl}(x - 1.86) - R_A$$

$$X = 1.86 \rightarrow T_y = -13.04 \text{ KN}$$

$$X = 4.66 \rightarrow T_y = -24.33 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - (q_{ps} \times 1.86)(x - 0.93) - q_{pl} \frac{(x - 1.86)^2}{2}$$

$$X = 1.86 \rightarrow M_z = 43.22 \text{ KNm}$$

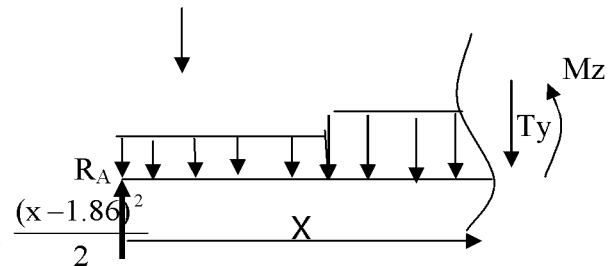
$$X = 4.66 \rightarrow M_z = 0 \text{ KNm}$$

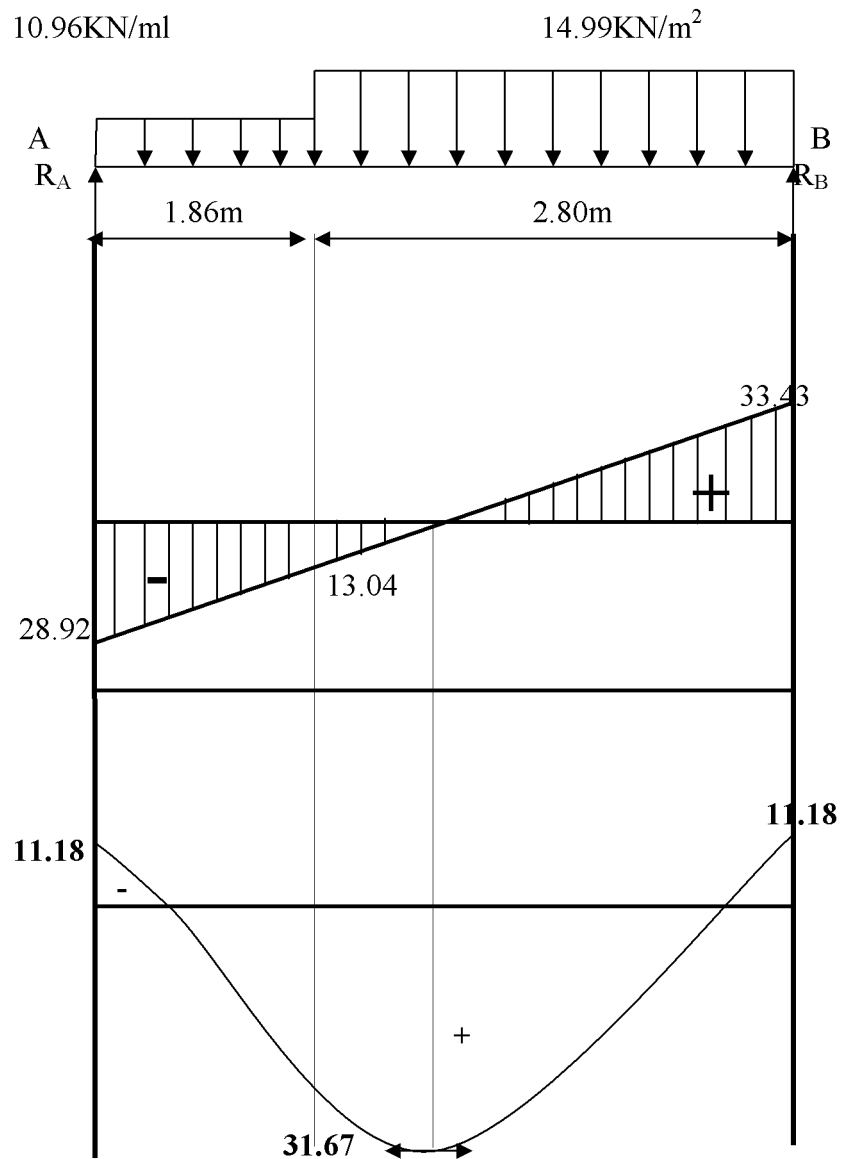
Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2.23 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 37.27 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_z^{\max} = 37.27 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -11.18 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 31.67 \text{ KNm}$$

**d) Diagramme des efforts :**



IV.2: Calcul des armatures:

IV.2.1. Armatures principales :

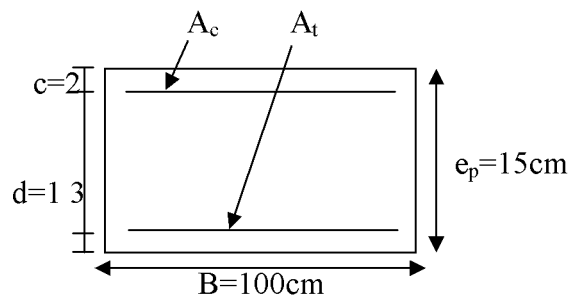
a) **En travée** $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.67 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.131 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.131 \rightarrow \beta = 0.929$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.67 \times 10^6}{0.95 \times 130 \times 348} = 7.53 \text{ cm}^2$

soit 5HA14 = 7.70 cm²/ml
Avec un espacement de 20cm

b) Aux appuis



$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.18 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Figure III.31

$$\mu = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{11.18 \times 10^6}{0.976 \times 130 \times 348} = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

IV.2.2. Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

V. Vérifications à effectuée :**V.1. condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

-En travée : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.-Aux appuis : $A_a = 2.53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.**V.2. Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 33.43 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{33.43 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.257 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.4. Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{33.43 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.84 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

V.5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 33.43 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -11.18 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(33.43 - \frac{11.18 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -1.78 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.6. Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

VI. Calcul à l'ELS :

VI.1. Combinaison de charges :

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.326 + 2.5 = 10.826 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.34 + 2.5 = 7.84 \text{ KN/ml}$$

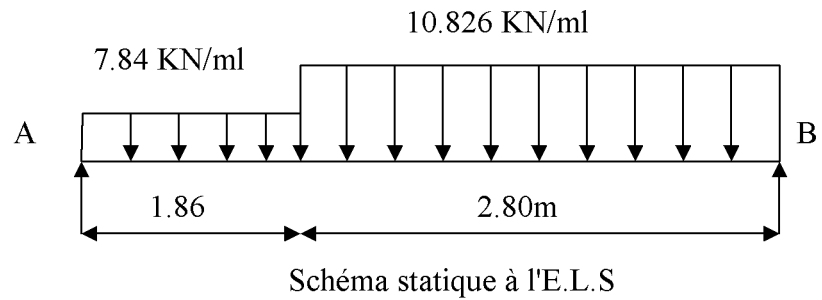


Figure III.32 : Schéma statique de calcul à l'ELS

VI.2. Réaction d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.826 \times 2.80 + 7.84 \times 1.86$$

$$R_A + R_B = 44.89 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3.95 R_B = 7.84 \times 1.55 \times 3.175 + 10.826 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 24.11 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 20.77 \text{ KN}$

VI.3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Pour $0 \leq x \leq 1.86 \text{ m}$

$$T_y = q'_{ps}x - R_A$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 20.77 \text{ KN}$$

$$X = 1.86 \text{ m} \rightarrow T_y = 7.84 \times 1.86 - 20.77 = -6.18 \text{ KN}$$

$$M_Z = q'_{ps}x^2/2 - R_Ax$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.86 \text{ m} \rightarrow M_Z = -25.07 \text{ KNm}$$

- c) Pour $2.4 \leq x \leq 3.95 \text{ m}$

$$T_y = q'_{ps} \times 1.86 - q'_{pl}(x - 1.86) - R_A$$

$$X = 1.86 \rightarrow T_y = -6.18 \text{ KN}$$

$$X = 4.66 \rightarrow T_y = -36.50 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_Ax - (q'_{ps} \times 1.86)(x) - q'_{pl} \frac{(x - 1.86)^2}{2}$$

$$X = 1.86 \rightarrow M_Z = 25.07 \text{ KNm}$$

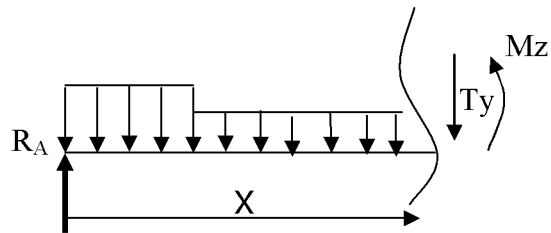
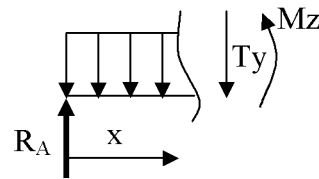
$$X = 4.66 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.91 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 36.00 \text{ KNm}$

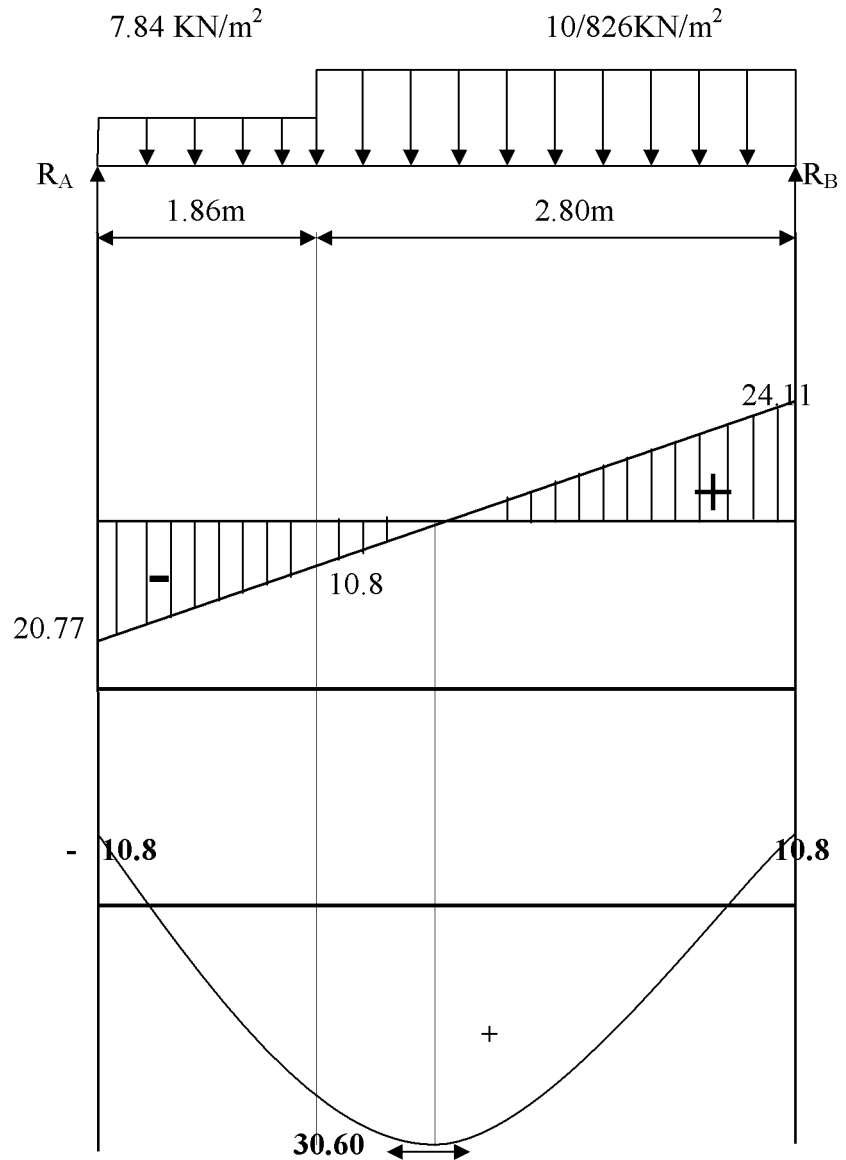
$$M_0 = M_Z^{\max} = 36 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_Z^{\max} = -10.8 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_Z^{\max} = 30.60 \text{ KNm}$$



VI.4. Diagramme des efforts :



VII. Vérification à l'ELS:

VII.1. Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

VII.2. Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.936 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.192 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0158$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.8 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 201} = 441.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0158 \times 441.57 = 6.97 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 13} = 0.592$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.303 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16.44 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 248.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.029 \times 248.97 = 7.22 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3. Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{395} = 0.0379 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{395} = 0.0379 \leq \frac{16.44}{10(19.35)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.826; 7.84) = 10.826 \text{ KN/mL}$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

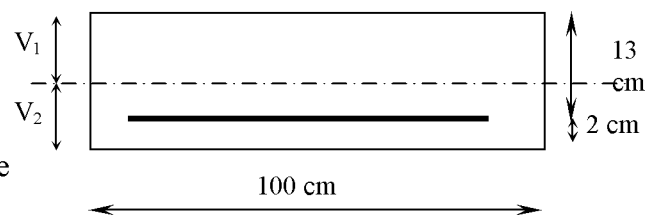


Figure III.33

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

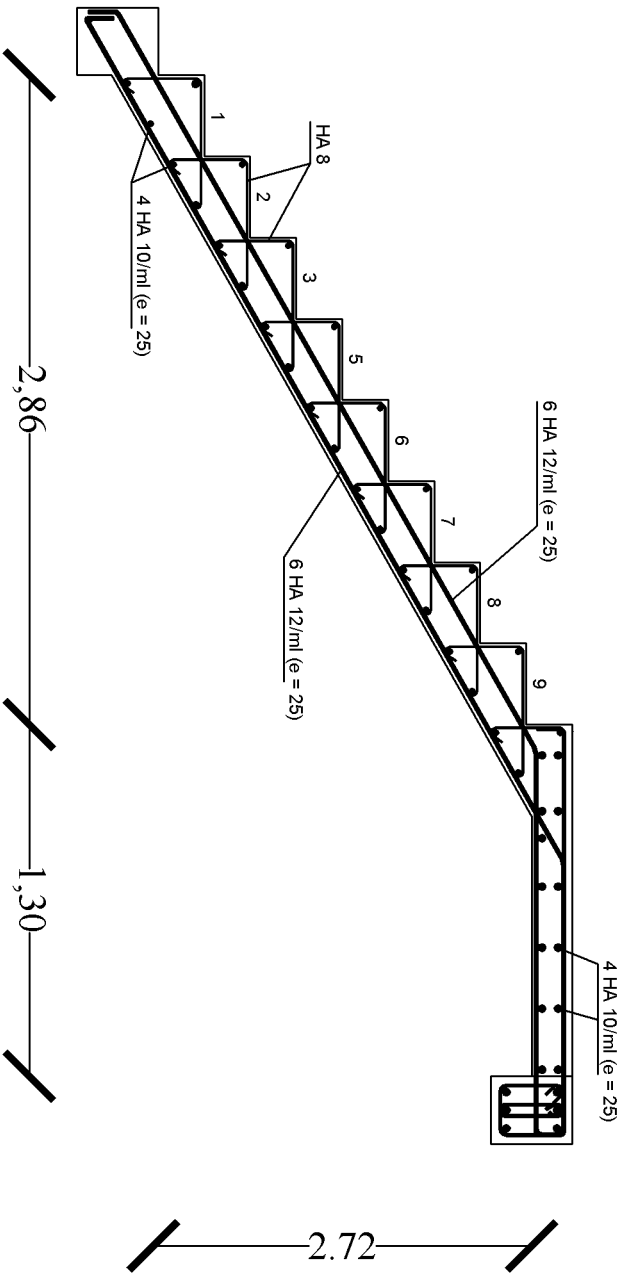
$$I = \frac{100}{3} \times (7.79)^3 + (7.21)^3 + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I = 41551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.826 \times 10^3 \times (3.95)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 41551.61 \times 10^{-8}} = 0.77 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

ETUDIANT PAR:

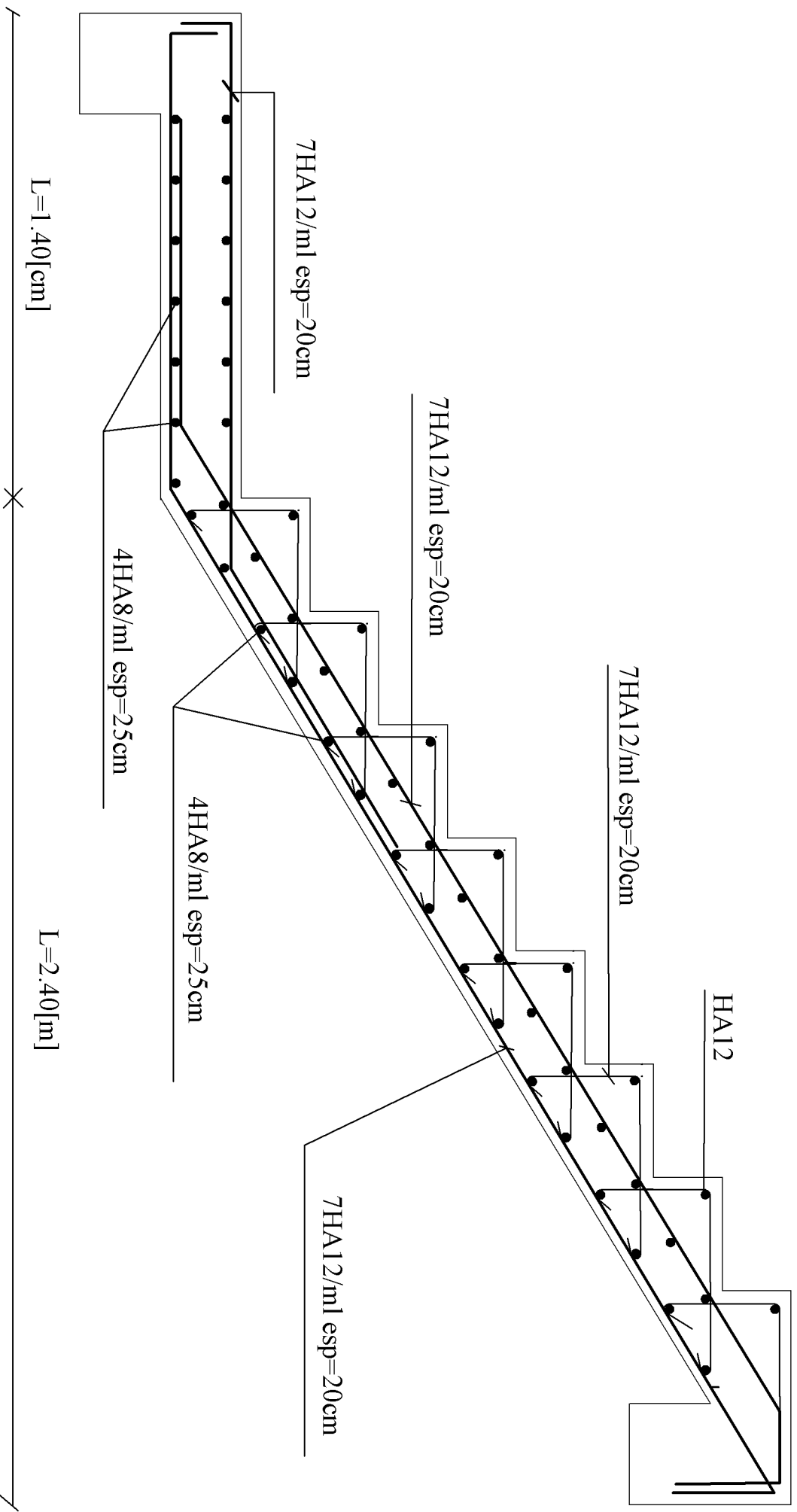
ALIOUFI ZAHIA
 ABDELALI RACHIDA

Plan de ferrailage de
 l'escalier RDC

DIRIGER PAR:
 Mme: AKMOUSSSI

Echelle : 1/50

Promotion : 2015-2016



REPUBLIQUE ALGERIENNE, DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE CIVIL
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 ABDELLIRACHIDA
 ALLOUZI ZAHIA
 DIRIGE PAR:
 Mme AKMOUSSI

TITRE
 FERRAILLAGE DE L'ESCALIER
 DETACHE COURANT

PROMOTION 2015-2016

EGHELLE :1/100

Planchers

I. Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

-Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

-Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique Sa dimension est de 16cm.

-Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

limiter les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

II. Etude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520 ($\Phi \leq 6\text{mm}$), avec une limite d'élasticité $f_e = 520\text{ MPa}$. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91**.

- 20cm (5 par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

II.1. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20\text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

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

$C = 2\text{ cm}$ (enrobage)

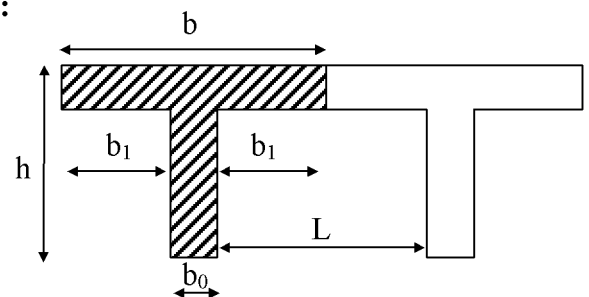
$d = 18\text{ cm}$ (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

II.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :



$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T6 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e = 15cm

II.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T6 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; e = 15 cm

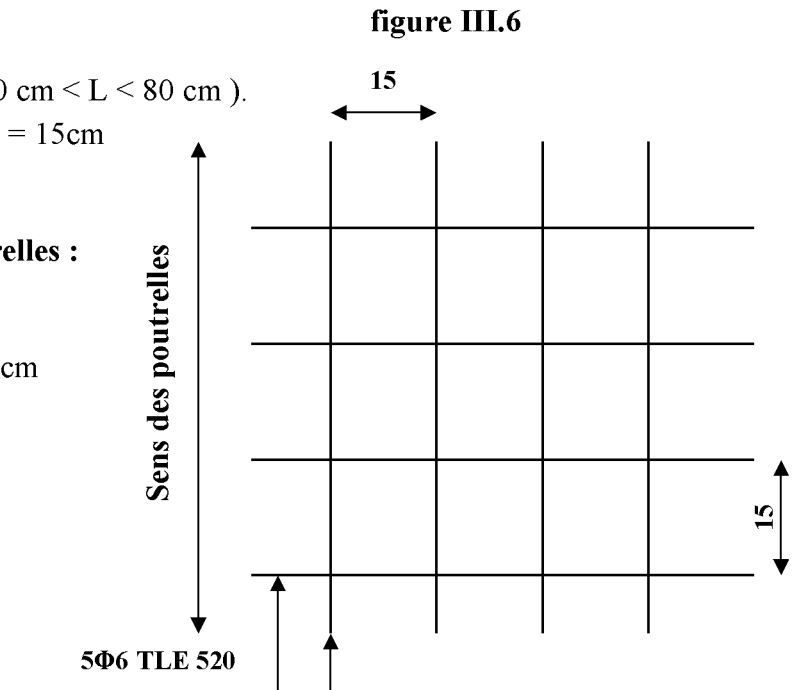


Figure III.7 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm

III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:

III.1. Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

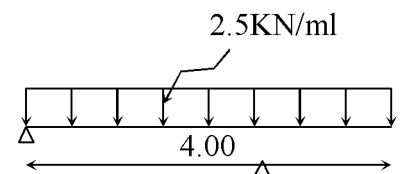
III.1.1. combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.1.2. calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5.00 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5.00 \text{ KN}$$



III.1.3. ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5.00 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.335 > 0.392$$

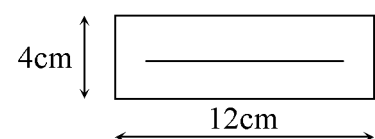


Figure III.8

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5.55 \times 0.65 = 3.6 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC et 1er étage (à usage commerciale).

- surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

III.2.1. Combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 5.22 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Choix de la méthode :

$$1. \begin{cases} Q=5 \text{ KN/ml} < 2G=7.2 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \Rightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{320}{400} = 0.8 ; \frac{400}{360} = 1.11 ; \frac{360}{310} = 1.16 ; \frac{310}{360} = 0.86 \quad \frac{360}{400} = 0.9 ; \frac{400}{320} = 1.25 \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3. Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

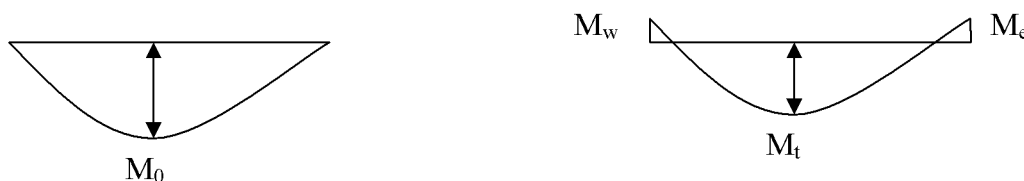


Figure III.9 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.2.4. Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha = 0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha = 2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

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

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée. Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- 0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encas
- trés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

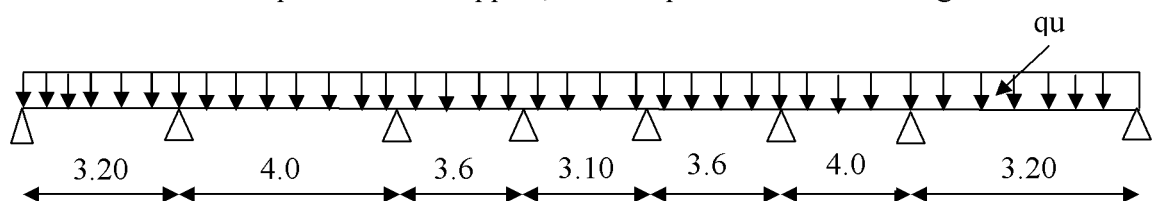


Figure III.10 : Schéma statique

III.2.5. calcul des coefficients :

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25 + 3.31} = 0.495 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.495$

$$1 + 0.3\alpha = 1.148$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.574$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.674$$

III.2.6.calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.674M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$ **III.2.7.Calcul des Moments isostatiques:**

0.3M ₀	0.5M ₀	0.4M ₀	0.4M ₀	0.4M ₀	0.4M ₀	0.5M ₀	0.3M ₀
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
1	2	3	4	5	6	7	8

Figure III.11 : moments sur appuis

$$M_{012} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (3.2)^2 / 8 = 9.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (4)^2 / 8 = 14.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (3.6)^2 / 8 = 11.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (3.1)^2 / 8 = 8.76 \text{ KN.m}$$

III.2.8.Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0.3M_{012} = 2.80 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 4.72 \text{ KN.m}$$

III.2.9.calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	2.80	7.29	5.83	4.72	4.72	5.83	7.29
$M_e(\text{KN.m})$	7.29	5.83	4.72	4.72	5.83	7.29	2.80
$T_w(\text{KN})$	-13.06	-14.21	-12.11	-11.29	-13.43	-14.94	-10.26
$T_e(\text{KN})$	10.27	14.94	13.43	11.30	12.81	14.22	13.06
$M_t(\text{KN.m})$	9.33	14.58	11.80	8.76	11.80	14.58	9.33

III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

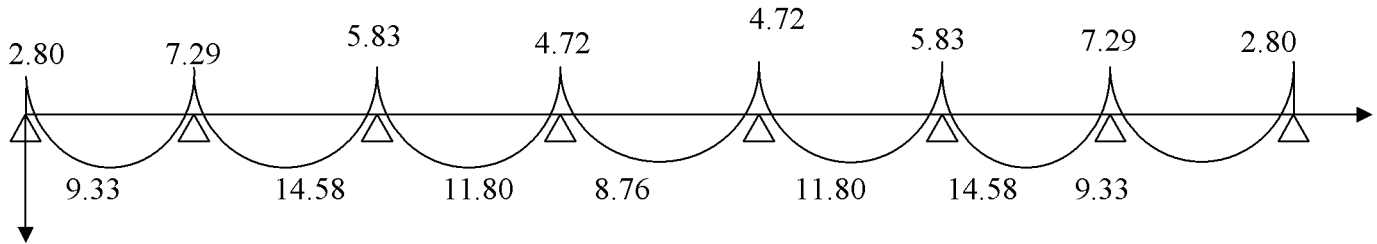


Figure III.12

b) diagramme des efforts tranchants :

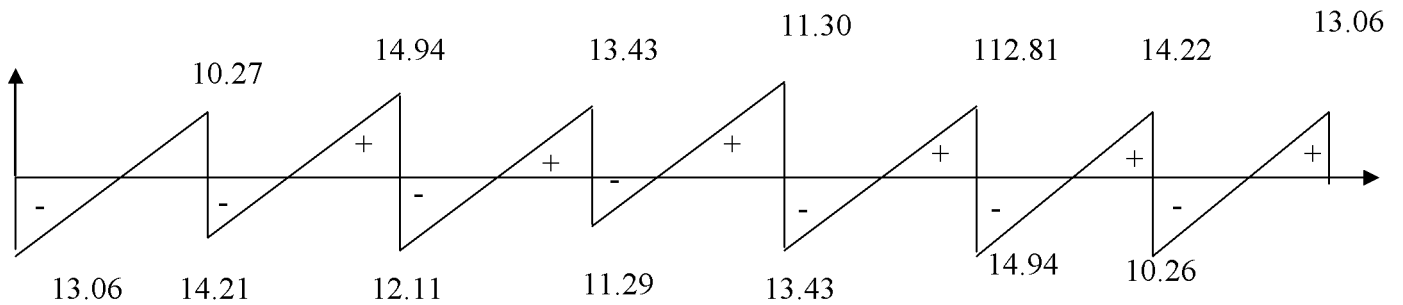


Figure III.13

III.2.11. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 14.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 14.94 \text{ KN}$$

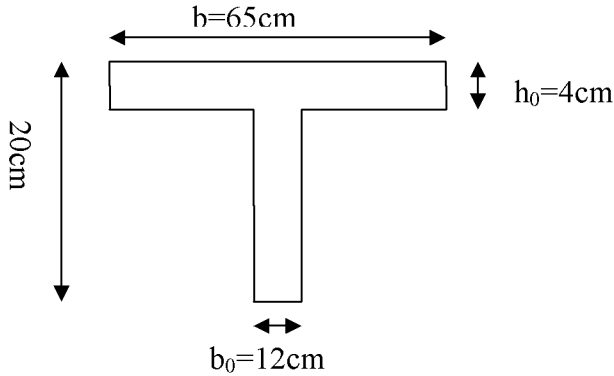


Figure III.14 : Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 14.58 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{14.58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{14.58 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.39 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.29 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.13 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.13 \rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{7.29 \times 10^3}{0.930 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.25 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

On adopte: $2\phi 6 \rightarrow A_t = 0.56\text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2\text{cm}$$

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

III.2.12. Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.94 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.692\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.692\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0.815\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.815\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6\text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6\text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 14.94\text{KN} < 129.6\text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 14.94\text{KN} < 129.6\text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (V_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d})$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (14.94 - \frac{14.58}{0.9 \times 0.18}) = -2.15$$

$A_a = 2.26 \geq -02.15$ Condition vérifiée.

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (14.94 - \frac{14.58}{0.9 \times 0.18}) = -2.15 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.26 \geq -2.15 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de $0.4l_s = 14.108 \phi$.

IV. Calcul de la poutrelle à l'ELS:

IV.1. calcul des moments isostatiques :

$q_s = 5.22 \text{ KN/ml}$

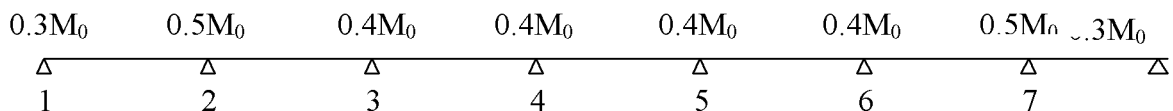


Figure III.15 : moments sur appuis.

$$M_{012} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 5.22 \times (3.2)^2 / 8 = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 5.22 \times (4)^2 / 8 = 10.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 5.22 \times (3.6)^2 / 8 = 8.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 5.22 \times (3.1)^2 / 8 = 6.27 \text{ KN.m}$$

IV.2. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 2.004 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3.38 \text{ KN.m}$$

IV.3. calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	2.004	5.22	4.17	3.38	3.38	4.17	5.22
M_e (KN.m)	5.22	4.17	3.38	3.38	4.17	5.22	2.004
T_w (KN)	-9.36	-10.18	-9.17	-8.09	-9.61	-10.70	-7.46
T_e (KN)	7.34	10.7	9.62	8.09	9.18	10.18	9.24
M_t (KN.m)	6.68	10.44	8.45	6.27	8.45	10.44	6.68

IV.4. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments

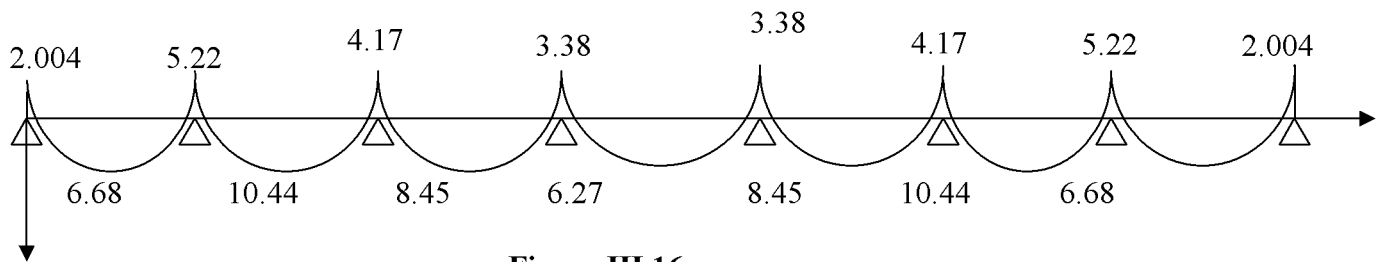


Figure III.16

b) diagramme des efforts tranchants :

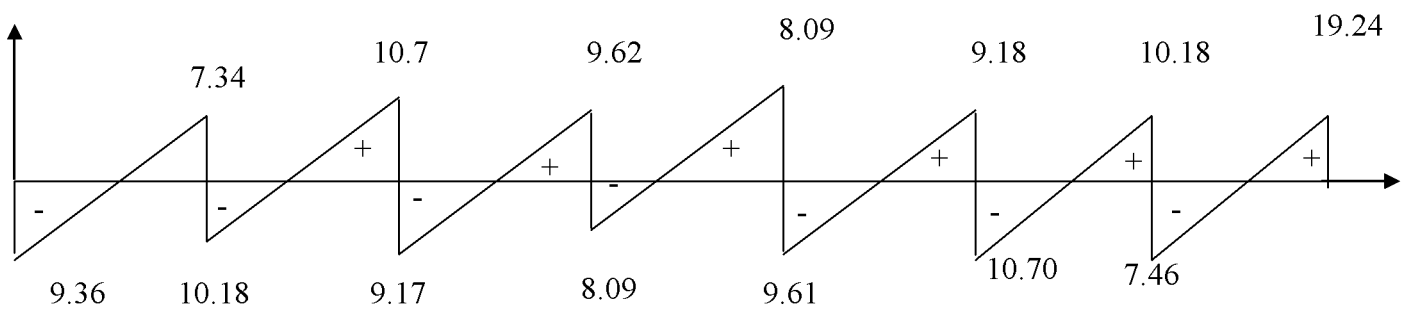


Figure III.17

IV.5. Vérifications à L'ELS :

IV.5.1. Etat limite de la compression du béton :

- en travée :

$$M_t^{\max} = 10.44 \text{ KN.m}$$

-contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57$$

$$\rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.44 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 204.4 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.064 \times 204.4 = 13.08 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.22 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.22 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 149.55 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.049 \times 149.55 = 7.32 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

IV.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

IV.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

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

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section .

L : portée libre maximale .

M_t : moment maximum de flexion .

b_0 : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{5.22}{15 \times 10.44} = 0.033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.
Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_f^v}$$

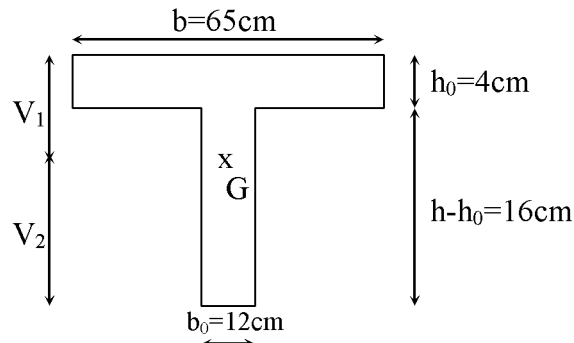


Figure III.18

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.02$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 179.82 + 2.1}; 0) = 0.325$$

$$I_f^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.5}{1 + 1.02 \times 0.325} = 16966.8 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.184 \times (4.00)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16966.8} = 0.79 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

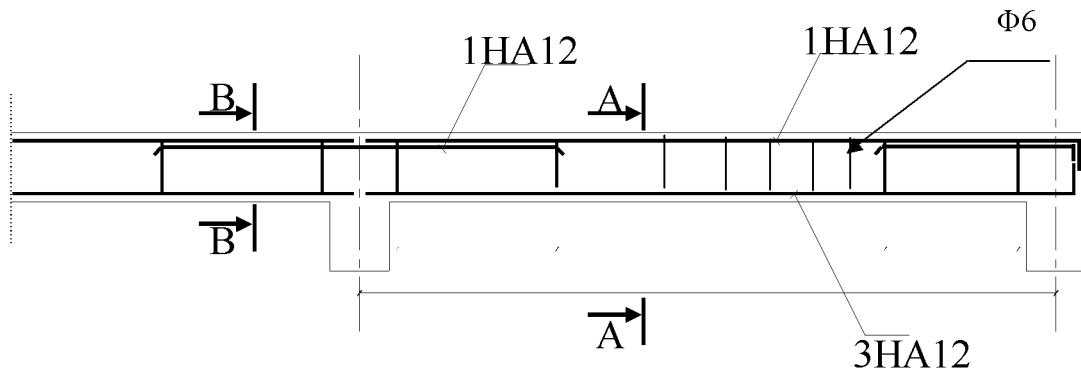
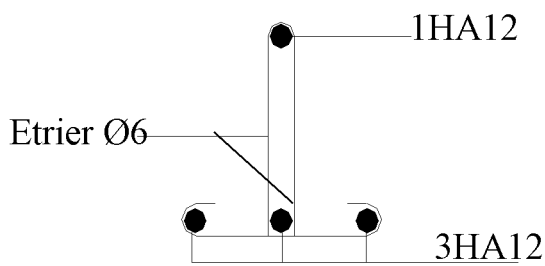
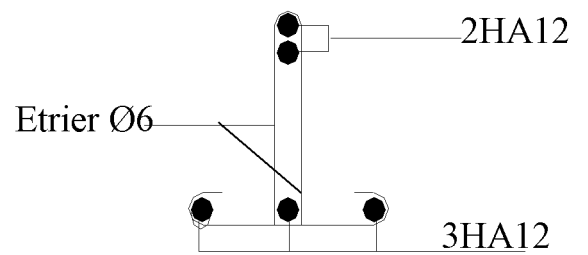


Figure III.19: Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

Figure III.20

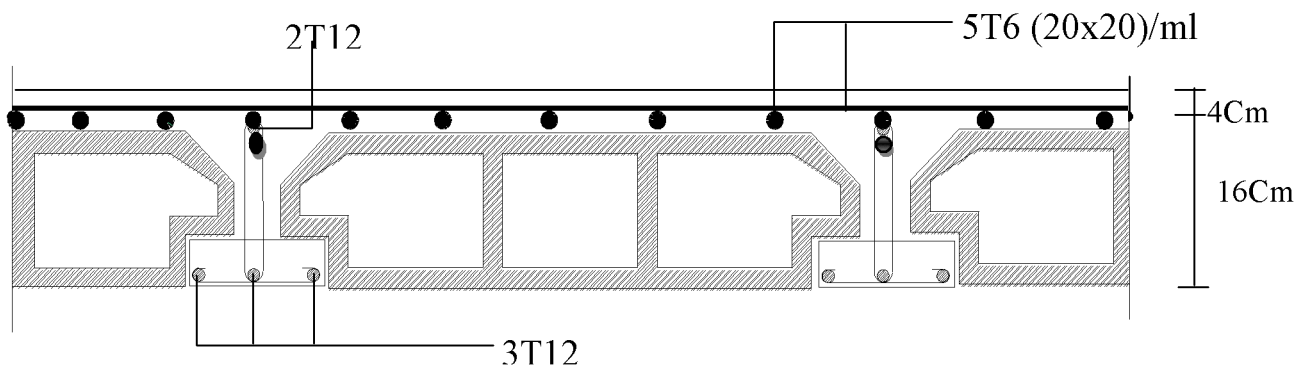


Figure III.21 : Plan de ferrailage du plancher

Dalle de la salle machine

I.1.Introduction : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(2.25 \times 2.05 = 4.61\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants
$$\rho = \frac{Lx}{Ly}, \frac{U}{Lx}, \frac{V}{Ly}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'elle s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

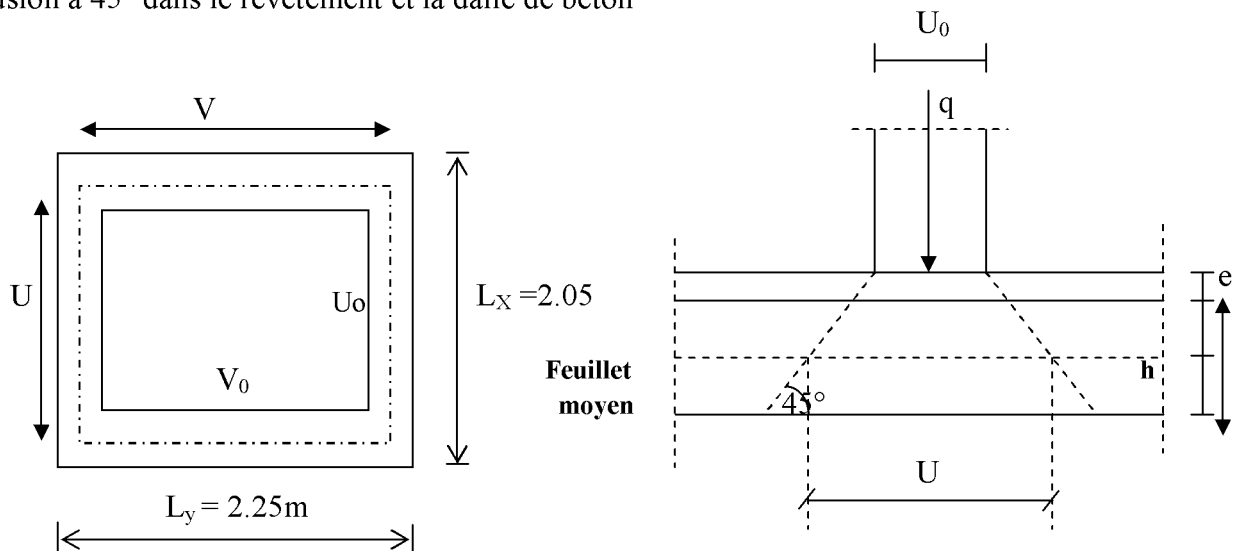


Figure III.39 :Schéma de la salle machine

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

$$u = u_0 + 2e + h_0$$

$$v = v_0 + 2e + h_0$$

Avec : h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : épaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$).

K : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0=v_0= 80\text{cm}$).

D'où: $u = 80+2 \times 5+15= 105\text{cm}$.

$v = 80+2 \times 5+15= 105\text{cm}$.

I.2. Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{205}{225} = 0.9 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{205} = 0.512 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{225} = 0.467 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

$$M_1 = 0.1$$

$$M_2 = 0.083$$

- Calcul des moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :**

$$\text{A l'ELU : } \nu = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$$

$$M_{x2} = q_u M_2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où : } M_{x1} = 121.5 \times 0.1 = 12.15 \text{ N.m.}$$

$$M_{x2} = 121.5 \times 0.083 = 10.084 \text{ KN.m.}$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ .

$$\mu_x = 0.0458$$

$$\mu_y = 0.778$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1 \text{ m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

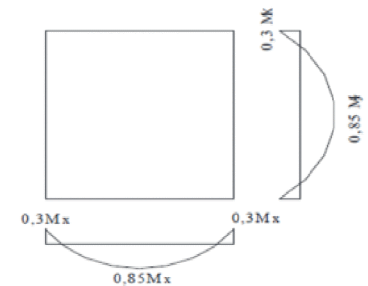
$$\text{d'où : } M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 1.205 \text{ KN.m.}$$

- Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 12.15 + 1.549 = 13.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 10.084 + 1.205 = 11.29 \text{ KN.m.}$$



les moments dans les deux sens L_x, L_y

Remarque: A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0,85)** en travée et **70% (0,3)** aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 11.645 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 9.6 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -3.387 \text{ KN.m}$$

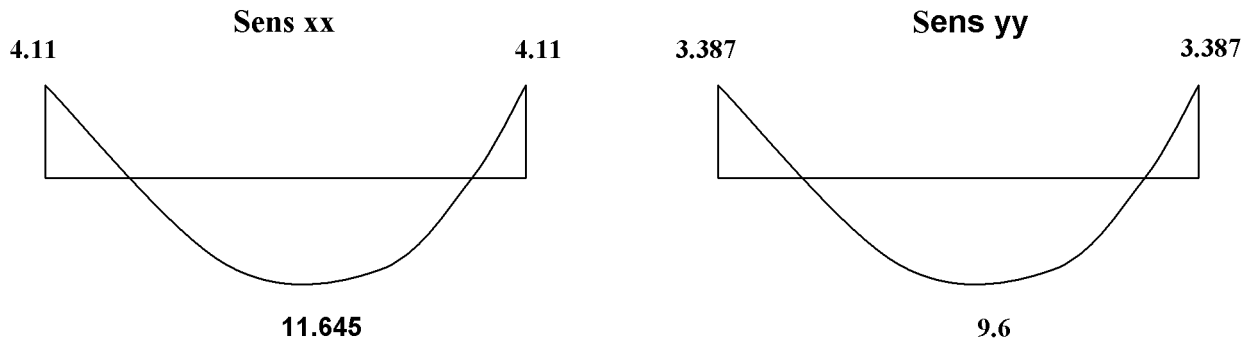


Figure III.40 : Les moments dans les 02sens

II. Calcul de la section d'armature :

II.1. Sens x-x :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.645 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0048$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.0048 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.0048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_{x,t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{11.645 \cdot 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x,a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.11 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_{x,a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4.11 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.917 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

II.1. Sens y-y :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit } \mu_b = \frac{M_{y,t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.04 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9.6 \times 10^3}{0.98 \times 13 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.387 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

On a : $\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392$

$$\mu_b = 0.014 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.387 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.754 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III. Vérification à l'ELU :

III.1. Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

III.2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

L'espacement des bars dans la direction la plus sollicitée $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) \dots \text{CV}$

Dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \dots \text{CV}$

III.3. Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.9)}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

III.4. Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen .

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4.2\text{m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.5. Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7\text{KN/m}^2 = 0.29\text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}.$$

IV. calcul a l'ELS :

IV.1. Moments engendrés par le système de levage :

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $q_s = G = 90\text{ KN}.$

$$v = 0.2.$$

Donc : $M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.083) = 10.5\text{ KN.m}$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.083 + 0.2 \times 0.1) = 9.27\text{ KN.m}$$

IV.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85\text{ KN/ml}.$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0458 \times 5.85 (2.05)^2 = 1.126\text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.778 \times 1.126 = 0.876\text{ KN.m}.$$

IV.3. Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.5 + 1.126 = 11.626\text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 9.27 + 0.876 = 10.146\text{ KN.m}.$$

- **Remarque:** A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0,85)** en travée et **70% (0,3)** aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 9.88\text{KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 8.62\text{KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -3.48\text{KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -3.04\text{KN.m}$$

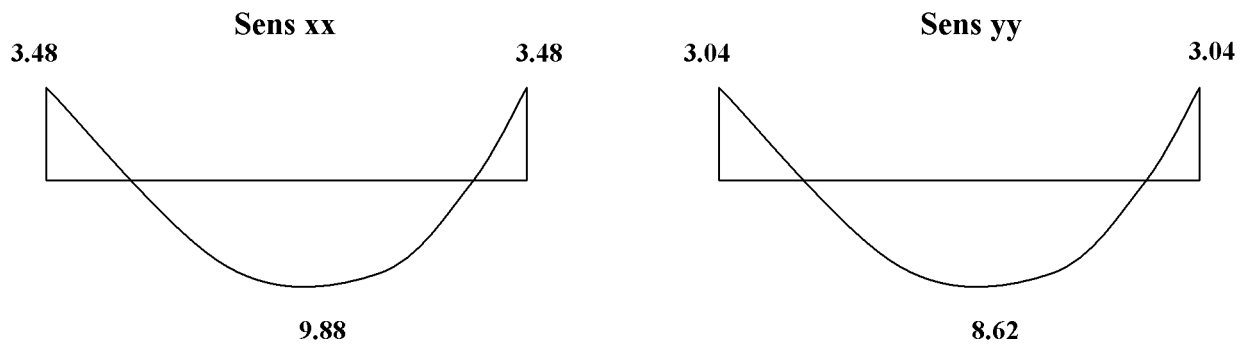


Figure III.41 : Les moments dans les 02 sens

V. Vérification à L'ELS :**V.1. Contrainte de compression dans le béton :****V.1.1. Sens x-x :(sens le plus défavorable).**

- Aux appuis : $Ma = 3.48 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{3.48 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 142.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 142.28 = 2.27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- En travée : $Mt = 9.88 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{9.88 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 262.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 262.8 = 5.256 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque : les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

V.2. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

VI. Ferrailage : on a le même ferrailage dans les deux sens

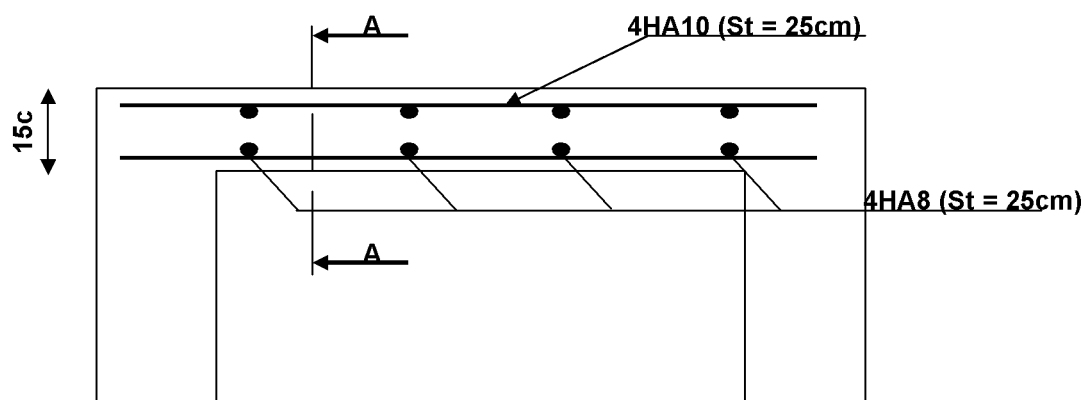


Figure III.42 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine

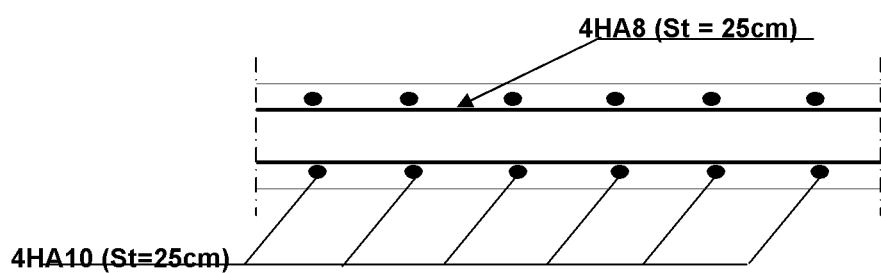


Figure III.43 : Coupe A-A

I) Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

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

II) Etude des refends :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :

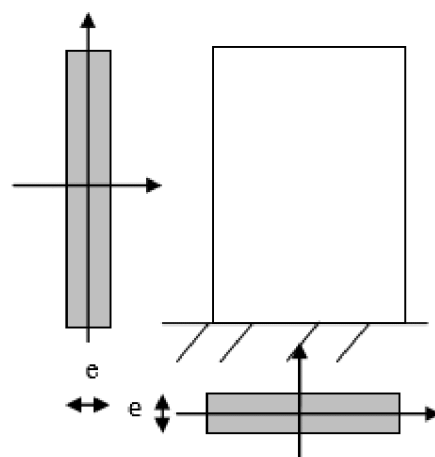


Figure (IV.2.1) : Vue en plan et en coupe des refends.

a) Calcul des inerties :

a-1) Refends longitudinaux :

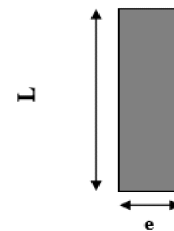
$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe \$(x-x')\$, donc on prend \$I_y\$.

b-1) Refends transversaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{array} \right.$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe \$(y-y')\$, donc on prend \$I_x\$.

• **Inertie des voiles longitudinaux :**

voile	L(m)	Inertie (m4)
VL _{x1}	3,60	0,777
VL _{x2}	3,60	0,777
VL _{x3}	1,00	0,016
VL _{x4}	2,60	0,292
VL _{x5}	3,10	0,496
VL _{x6}	3,10	0,496
Inertie total		2,854

• **Inertie des voiles transversaux:**

Voile	L(m)	Inertie (m4)
VT _{y1}	4,00	1,066
VT _{y2}	2,80	1,622
VT _{y3}	4,00	1,066
VT _{y4}	2,80	1,622
Inertie totale		5,376

III) Caractéristiques géométriques des portiques :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Poteau : $k_p = \frac{I_p}{h_c}$

I_p : Moment d'inertie de la poutre.

h_c :Hauteur calculée du poteau ($h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{pot} \leq h_0$)

Poutre : $k_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

L_c : Longueur calculée de la poutre ($L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{pout} \leq L_0$)

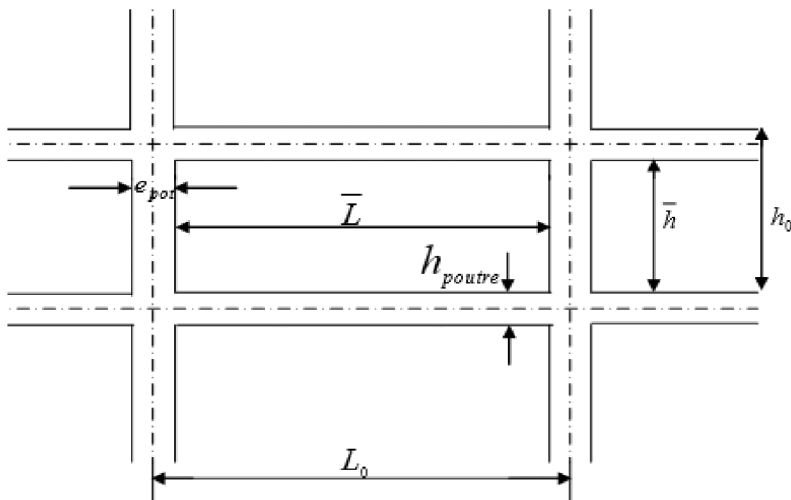


Fig. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau

\bar{L} : longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : Hauteur entre nue des appuis.

e_{pot} : épaisseur de poteau.

h_{pout} : épaisseur de la poutre.

L_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs

Rigidités linéaires des poteaux :

- sens longitudinal :

Les poteaux :

niveaux	poteaux	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ⁴)
Du6au8	30*30	271	30	286	67500	236,01
Du3au5	35*35	271	35	288,5	125052,08	433,45
1et2	40*40	271	40	291	213333,33	733,10
RDC	40*40	407	40	427	213333,33	499,61

Les poutres :

niveaux	Travées	L ₀ (cm)	e _p (cm)	$\bar{L}(cm)$	h _{pout}	L _c (cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout} (cm ³)
Du 6 ^{ème} au 8 ^{ème}	a-b	320	30	290	35	307,5	142916	464,76
	b-c	400		370		387,5		368,81
	c-d	360		330		347,5		411,26
	d-e	310		280		297,5		480,38
	e-f	360		330		347,5		411,26
	f-g	400		370		387,5		368,81
	g-h	320		290		307,5		464,76
	Du 3 ^{ème} au 5 ^{ème}	a-b		320		35		285
b-c	400	365	365	391,55				
c-d	360	325	325	439,74				
d-e	310	275	275	519,69				
e-f	360	325	325	439,74				
f-g	400	365	365	391,55				
g-h	320	285	285	501,45				
Du RDC au 2 ^{ème}	a-b	320	40	280	35		297,5	142916
b-c	400	360		377,5		378,58		
c-d	360	320		337,5		423,45		
d-e	310	270		287,5		497,09		
e-f	360	320		337,5		423,45		
f-g	400	360		377,5		378,58		
g-h	320	280		297,5		480,39		

- Sens transversal

Poteaux:

niveaux	Poteaux	$\bar{h}(cm)$	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ⁴)
Du 6 ^{au} 8	30*30	271	30	286	67500	1125,92
Du 3 ^{au} 5	35*35	271	35	288,5	125052,08	1702,07
1 et 2	40*40	271	40	291	213333,33	2471,80
RDC	40*40	407	40	427	213333,33	1715,53 ?

Poutre :

niveaux	Travées	L ₀ (cm)	e _p (cm)	$\bar{L}(cm)$	h _{pout}	L _c (cm)	I _{pout} (cm ⁴)	K _{pout} (cm ³)
Du 6 ^{ème} au 8 ^{ème}	1-2	425	30	395	35	412,5	107187,5	259,84
	2-3	280		250		267,5		400,7
	3-4	400		370		387,5		276,61
	4-5	280		250		267,5		400,7
	5-6	325		295		312,5		343
Du 3 ^{ème} Au	1-2	425	30	395	35	412,5	107187,5	259,84
2-3	280	250		267,5		400,7		

5 ^{ème}	3-4	400	35	370		387,5		276,61
	4-5	280		250		267,5		400,7
	5-6	325		295		312,5		343
duRDC	1-2	425	40	395		412,5		259,84
	2-3	280		250		267,5		400,7
au 3 ^{ème}	3-4	400		370	387,5	276,61		
	4-5	280		250	267,5	400,7		
	5-6	325		295	312,5	343		

IV) Interaction voiles-portiques:

A partir l’ouvrage d’Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l’inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l’effet d’une série de forces horizontales égale à 1tonne, 0 et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l’ouvrage sous l’effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l’inertie du refend à 1[m4], il sera alors possible d’attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l’hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

Le calcul des flèches des refends dont l’inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

s_i : Surface du trapèze

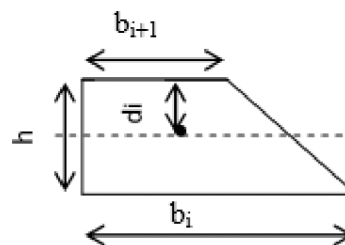
d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et niveau considéré.

b_i, b_{i+1} : Longueur horizontale du trapèze.

h: hauteur du trapèze

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

$$s_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h}{2}$$



le

Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di (m)	Si× di	$\sum Si \times di = EI f_i$
8	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,547	2808,88
7	3,06	9,18	3,06	18,72	1,785	33,415	2799,33
6	3,06	18,36	9,18	42,13	1,7	71,62	2765,92
5	3,06	30,60	18,36	74,90	1,657	124,11	2694,3
4	3,06	45,90	30,60	117,05	1,632	191,03	2570,9
3	3,06	64,26	45,90	168,45	1,615	272,04	2379,16
2	3,06	85,68	64,26	229,41	1,602	365,80	1741,32
1	3,06	110,16	85,68	299,63	1,593	477,31	1264,02
RDC	4,42	139,06	110,16	550,77	2,295	1264,01	1264,01

$$f_1 = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{S_1 \times d_1}{EI} = \frac{1264,01}{EI}$$

$$f_2 = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{6210,016}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

V) Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum KP_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage.

E : module de YOUNG de béton.

θ_n, θ_{n-1} : Rotation d'étage.

n : étage

La rotation d'un poteau encasté à la base au 1er niveau

$$E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum KP_n}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$$

Kt_n : Raideur des poutres par niveau.

Kp_n : Raideur des poteaux par niveau

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

V.1) Inertie fictive des portiques :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive de portique au niveau i.

f_n : Flèche du refend au même niveau i.

D_n : Déplacement du portique au niveau i.

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EI fi	<i>Ieiy</i>
8	3,06	0,015	0,0097	9,18	6,12	46,875	69,60	212,97	3588,04	2808,88	0,782
7	3,06			12,24	9,18	65,625	92,80	283,96	3375,07	2799,33	0,829
6	3,06			15,3	12,24	84,375	115,9	354,65	3091,11	2765,92	0,894
5	3,06			18,36	15,3	103,125	139,21	425,98	2736,46	2694,3	0,984
4	3,06			21,42	18,36	121,875	162,4	496,94	2310,48	2570,9	1,112
3	3,06			24,48	21,42	140,625	185,60	567,93	1813,54	2379,16	1,311
2	3,06			27,54	24,48	159,375	208,80	638,92	1245,61	1741,32	1,397
1	3,06			30,6	27,54	178,125	140,45	429,77	606,69	1264,02	2,08
RDC	4,42	0,0306	35,02	30,6	13,785	57,82	176,92	176,92	1264,01	7,144	
										$Ieiy_{moy}=1,94$	

Avec : $\sum kt_n = \sum \frac{I_{poutre}}{L}$ ET $\sum k_p = \sum \frac{I_{pot}}{h}$

NIV	H	$\sum K_{tn}$	$\sum K_p$	M_n	M_{n-1}	$E\theta$	$E\psi_n$	$E\Delta i$	$\sum E\Delta i$	$EI f_i$	I_{eix}
8	3,06	0,0066	0,0097	9,18	6,12	35,416	55,84	170,87	3086,73	2808,88	0,91
7	3,06			12,24	9,18	49,583	74,46	227,84	2915,86	2799,33	0,96
6	3,06			15,3	12,24	63,75	93,08	284,82	2688,02	2765,92	1,03
5	3,06			18,36	15,3	77,916	111,69	341,77	2403,02	2694,3	1,12
4	3,06			21,42	18,36	92,083	130,31	398,71	2061,43	2570,9	1,25
3	3,06			24,48	21,42	106,25	148,93	455,63	1662,72	2379,16	1,43
2	3,06			27,54	24,48	120,416	167,54	512,67	1207,09	1741,32	1,44
1	3,06			30,6	27,54	134,583	128,80	394,13	694,42	1264,02	1,82
RDC	4,42			0,0306	35,02	30,6	34,035	67,94	300,29	300,29	1264,01
										$I_{eix_{moy}}=1,57$	

V.2) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
Portiques	1,94	57
Voiles	1,433	43
Portiques+voiles	3,373	100

Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	pourcentage(%)
Portiques	1,57	30
Voiles	5,376	70
Portiques+voiles	6,946	100

Conclusion :

Le contreventement doit être assuré conjointement par les voiles et les portiques.

le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques » les recommandations suivantes :

- ❖ les voiles de contreventements doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales
- ❖ les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de l'interaction a tous les niveaux.

les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchants d'étage.

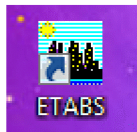
V-1-Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.1: Manuel d'utilisation de L'ETABS:

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1):



FigureV.1

V.1.2: Etapes de modélisation :

a). Première étape:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➤Choix des unités:

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

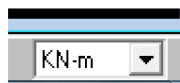


Figure V.2

➤ **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant y-y)
- ❖ Le nombre des étages, (9 niveaux R+8)

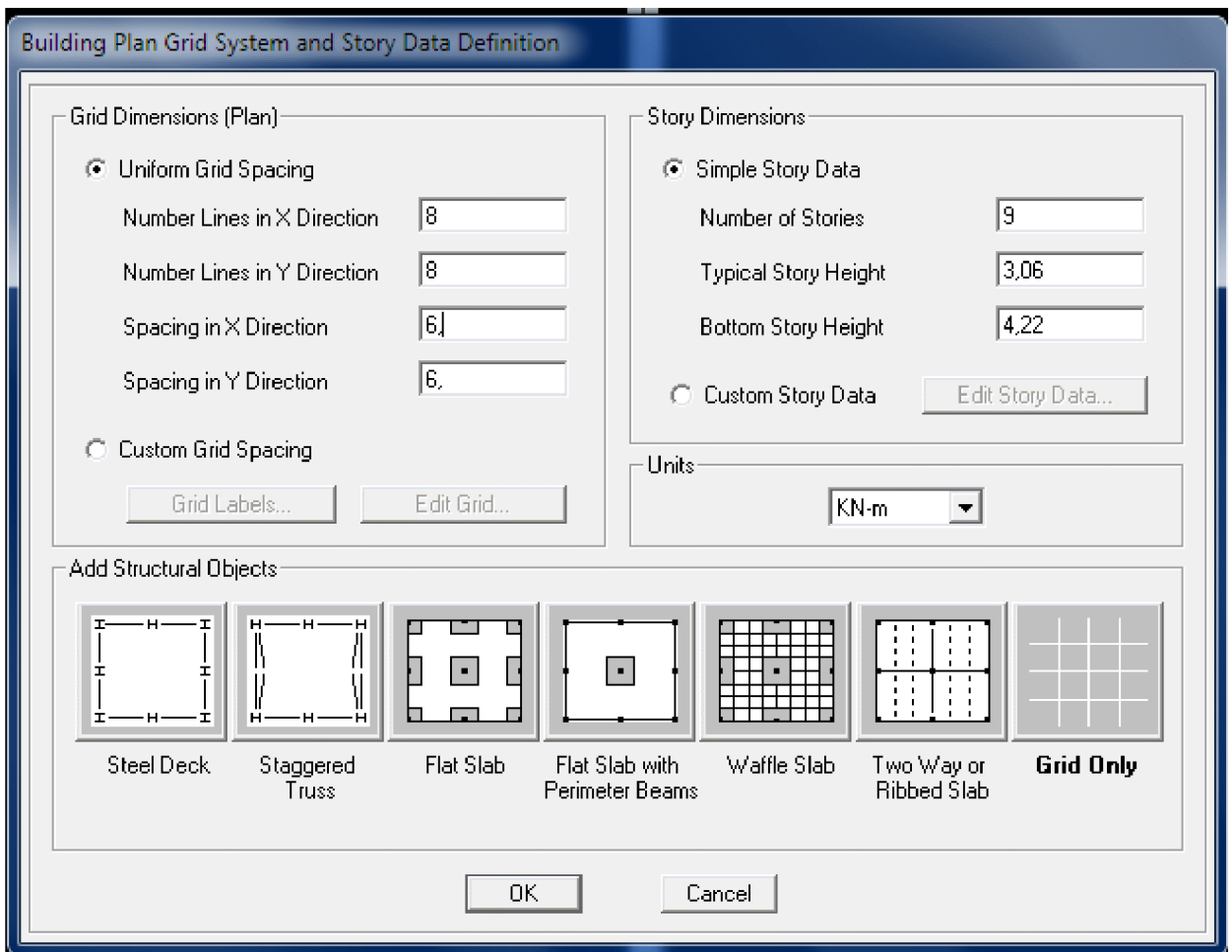


Figure V .3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on a deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z. Y-Z.**

➤ **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

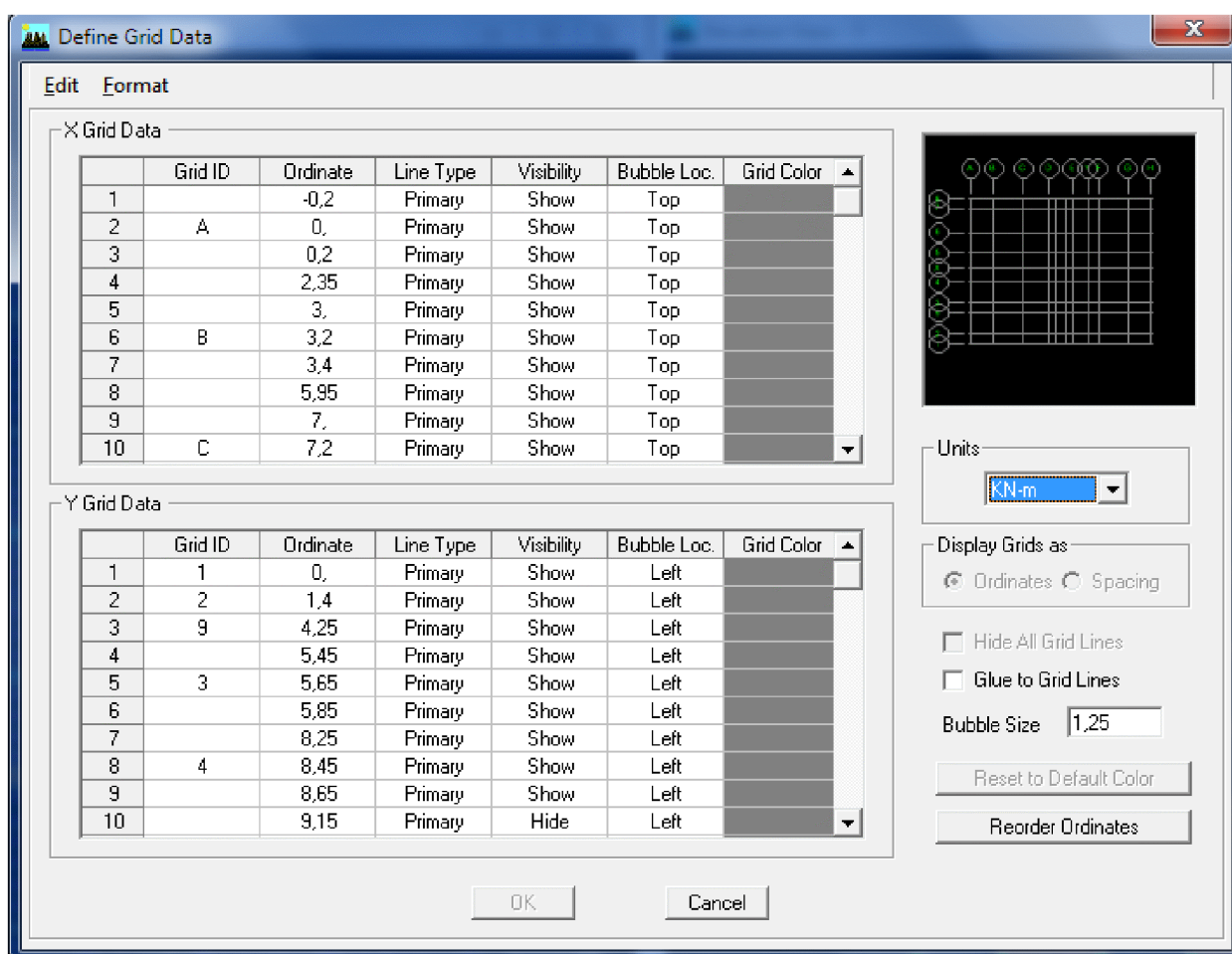


Figure V. 4. Modification des longueurs de trames suivant X-X etY-Y B.

deuxième étape:

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** → **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new materiale** ton

écrit *BETON* dans la case **Material name**, ou bien l'icone



et on apporte les

modifications inscrites dans la **Figure.7**:

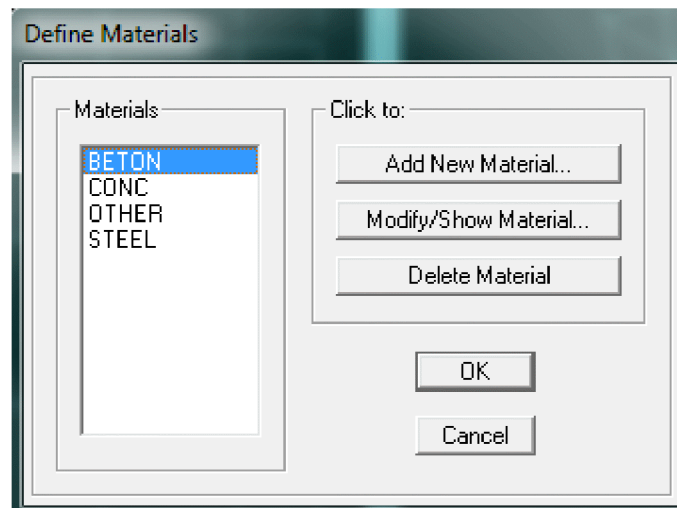


Figure V.6: définir un nouveau matériau

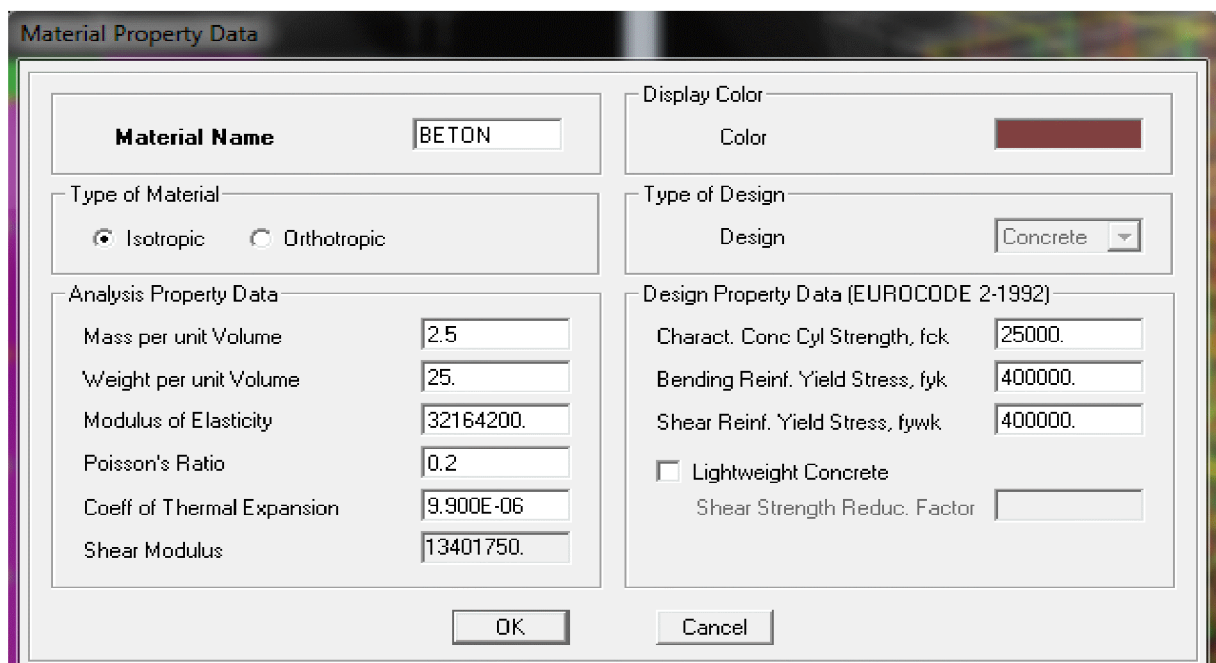



Figure V.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ *Troisième étape:*

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

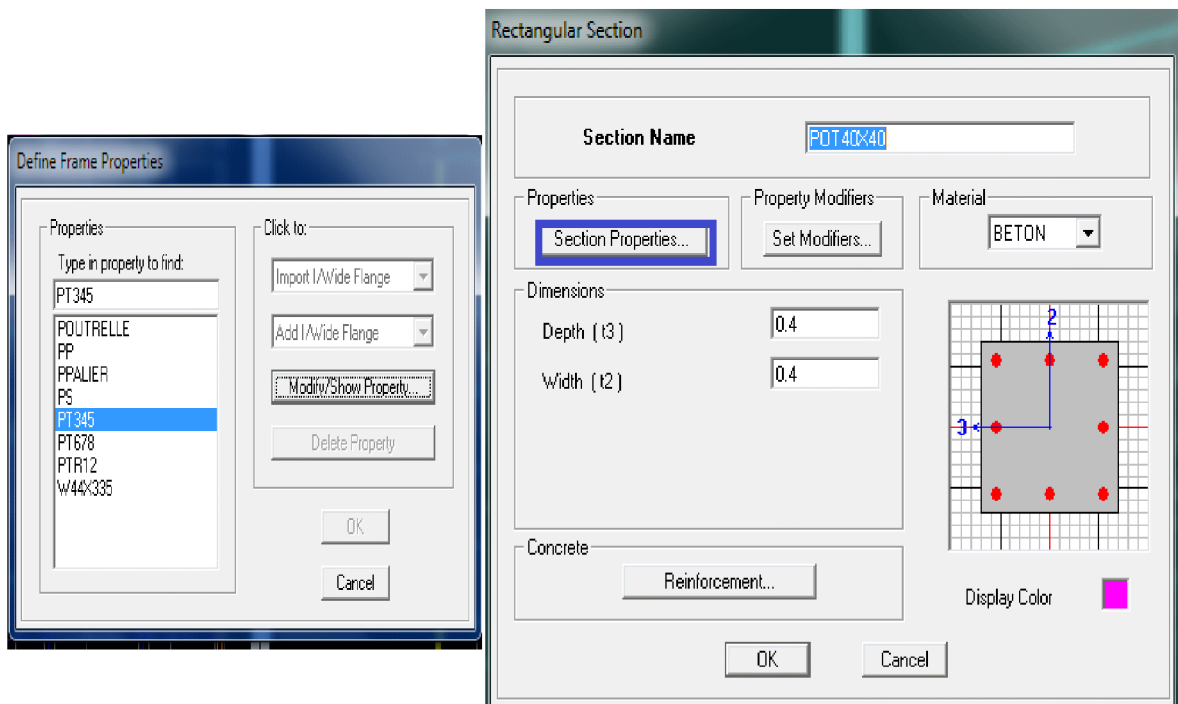


Fig V.9 : dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres D'armatures

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define ⇨ **wall/slab/decksection** ⇨ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig11**

Define ⇨ **wall/slab/decksection** ⇨ **Add newdeck** pour le dimensionnement du plancher **Fig12**

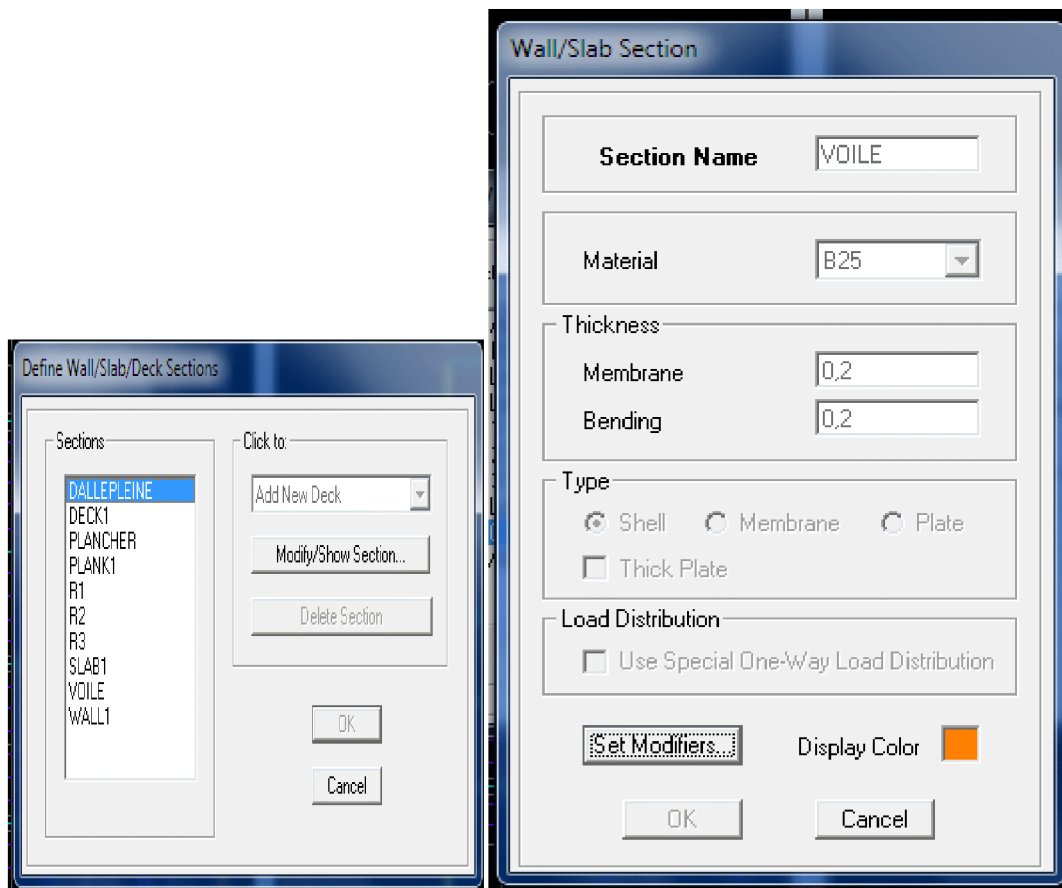


Fig V.10

Fig.V 11. Dimensionnement des voiles


FigV .12.Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

➤ Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖Charges statiques (GetQ):

La structure est soumise à:

Des charges permanentes(G)et des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define ⇒Static LoadCases, Ou bien l'icone: 

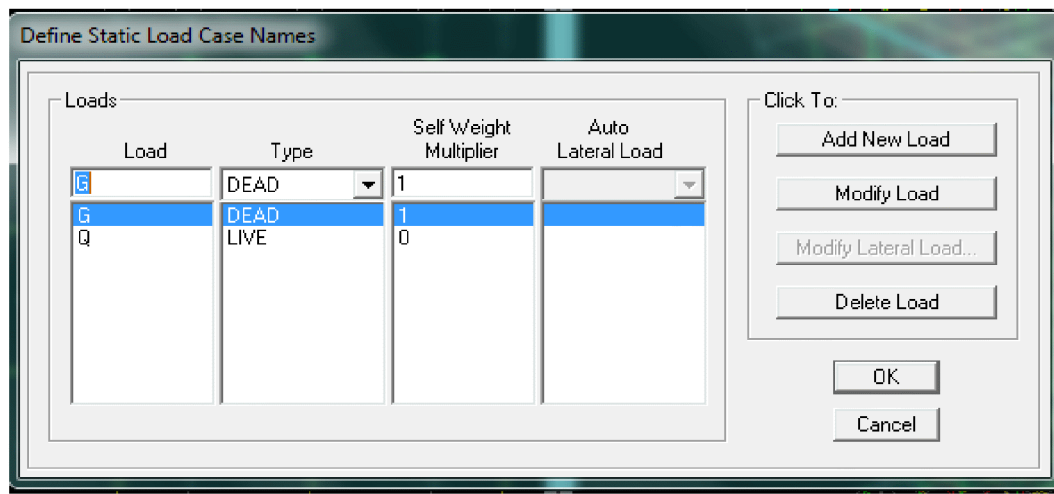


Fig V.13. Définition des charges G et Q

❖Charge dynamique(E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération $[(S_a/g)$ Accélération spectrale] 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: III** (Zone à sismicité élevée, voirAnnexe1 duRPA2003)
- **Groupe d'usage:2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement: A=5.** (Mixteportique/voile avecinteraction)

- Remplissage: Dense
- Site: S3 (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+ \sum Q_p$

■ On ouvre l'application en cliquant sur l'icône:

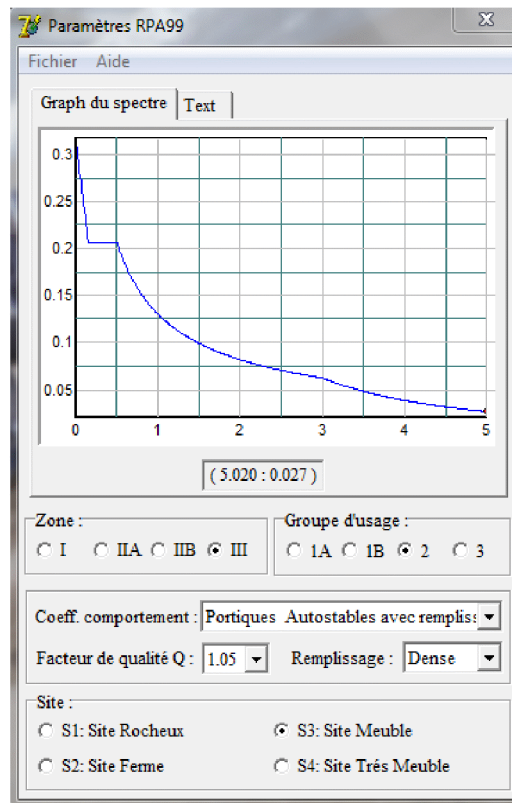
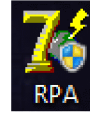


Fig. V14 : Le spectre de réponse

❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Et on enregistre.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

Define ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

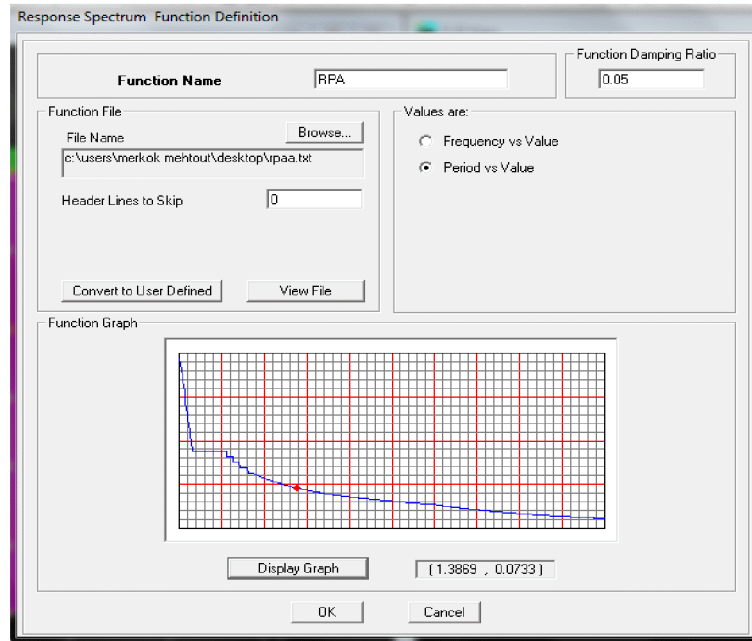


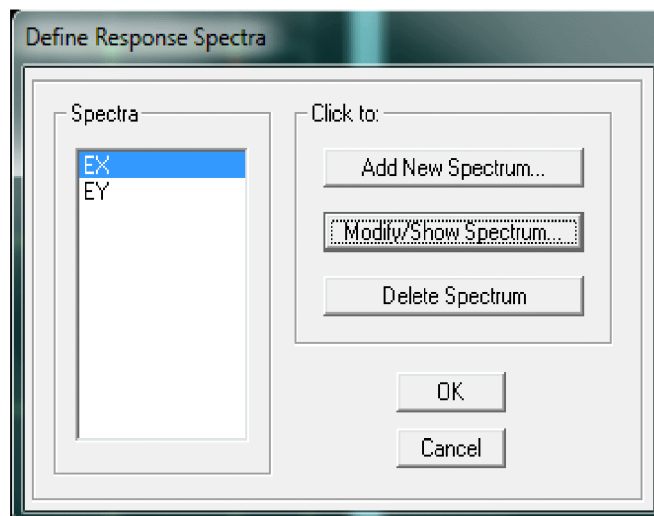
Fig V.15 : Introduction du spectre de réponse

- ❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur:

Define Responses spectrum cases ⇒ **Add New Spectrum** (ou



Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **U1** et **U2** .



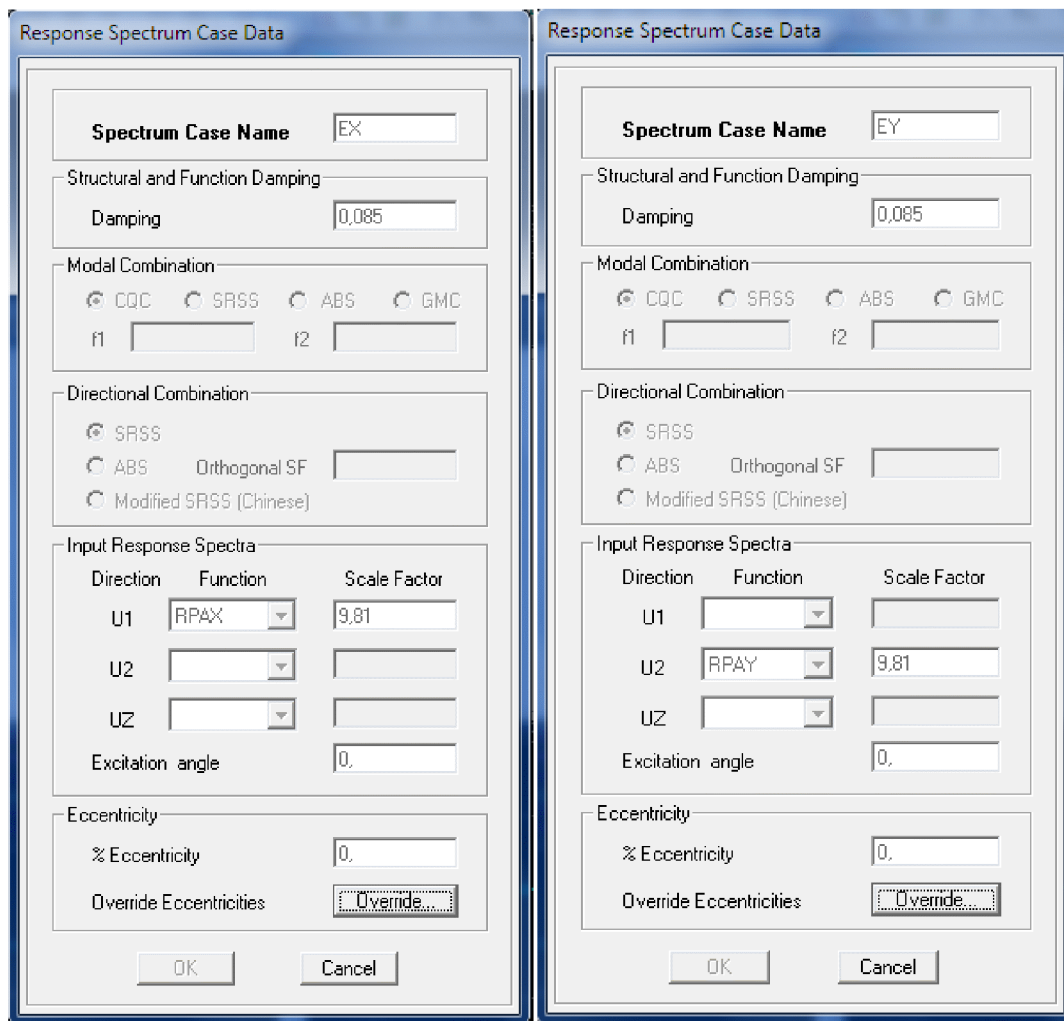


Fig V.16 : Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

➤ Cinquième étape:

Chargement du plancher

❖ Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇒ Shell/Area loads ⇒ Uniform...ou sur )

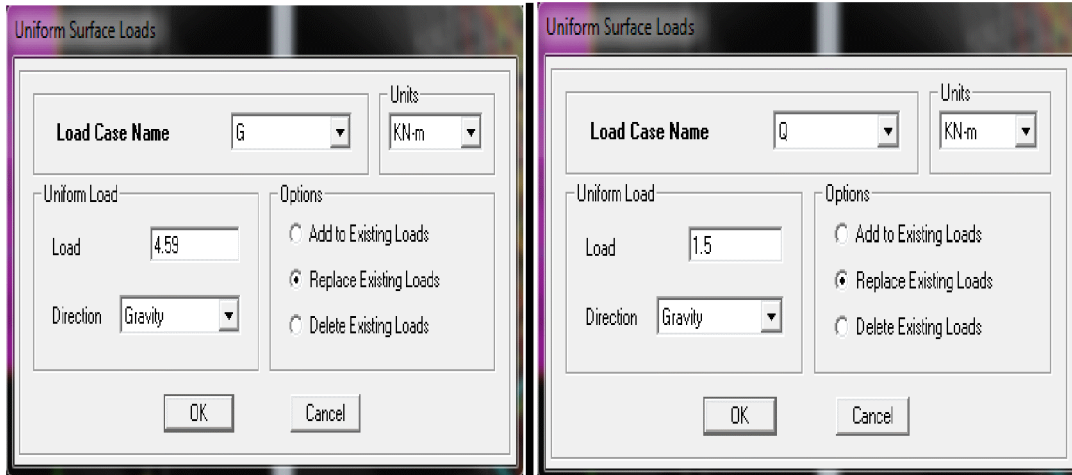


Fig V.17 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape:**

❖ Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et

Déformations sont:

➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS: $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA:**

GQ E: $G + Q \pm E$

0,8GE: $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ load Combinations ⇒ Add New Combo ou 

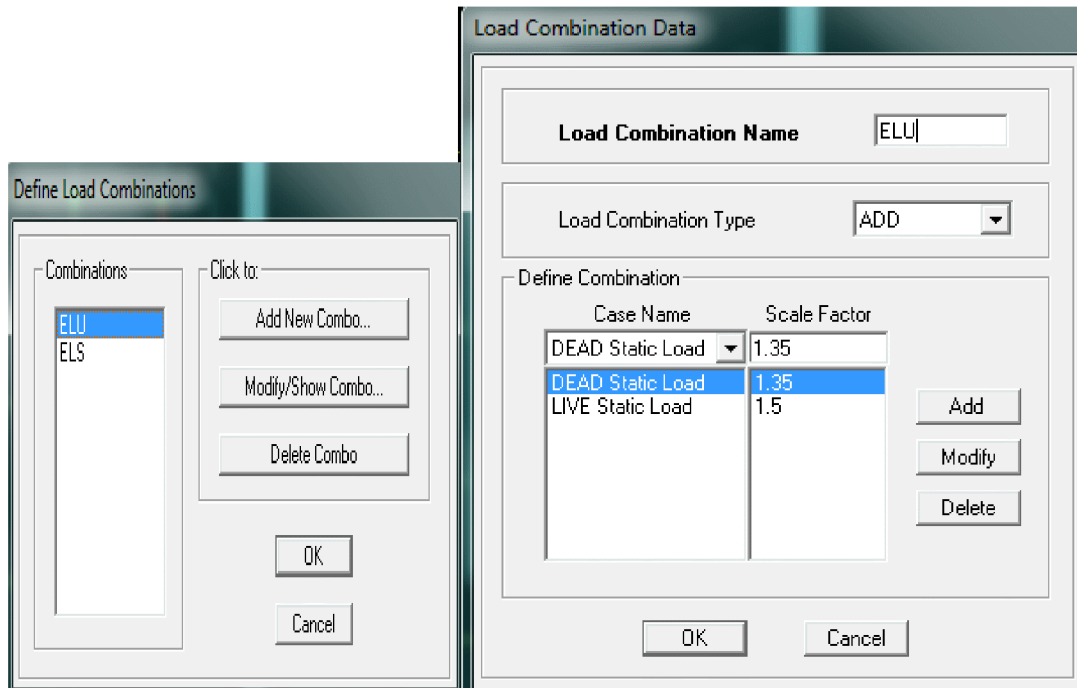


Fig V.18 :Introduction des combinaisons d’actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

➤ Septième étape :

❖ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):

- Appuis:

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations , pour modéliser cet

Encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints ou 

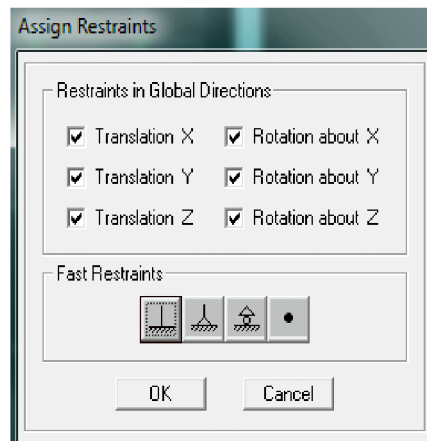


Fig V.19 : Encastrement des appuis

- **Mass-Source :**

introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par: **Define** ⇨ **Mass source** (ou

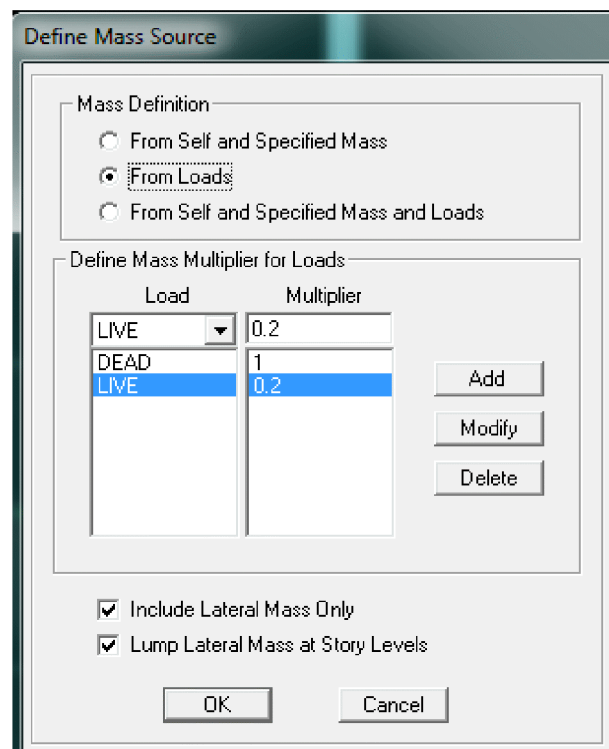


Fig V.20 : La combinaison dupoids ($G+0,2Q$)

■ **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Diaphragm ⇒ Add New Diaphragm ou 

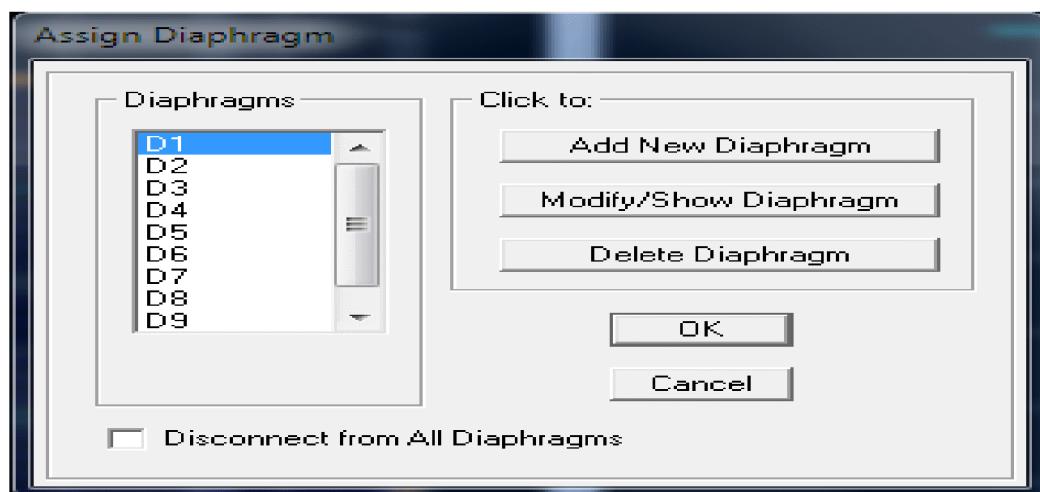


Fig V.21 : Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇨ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

❖ **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

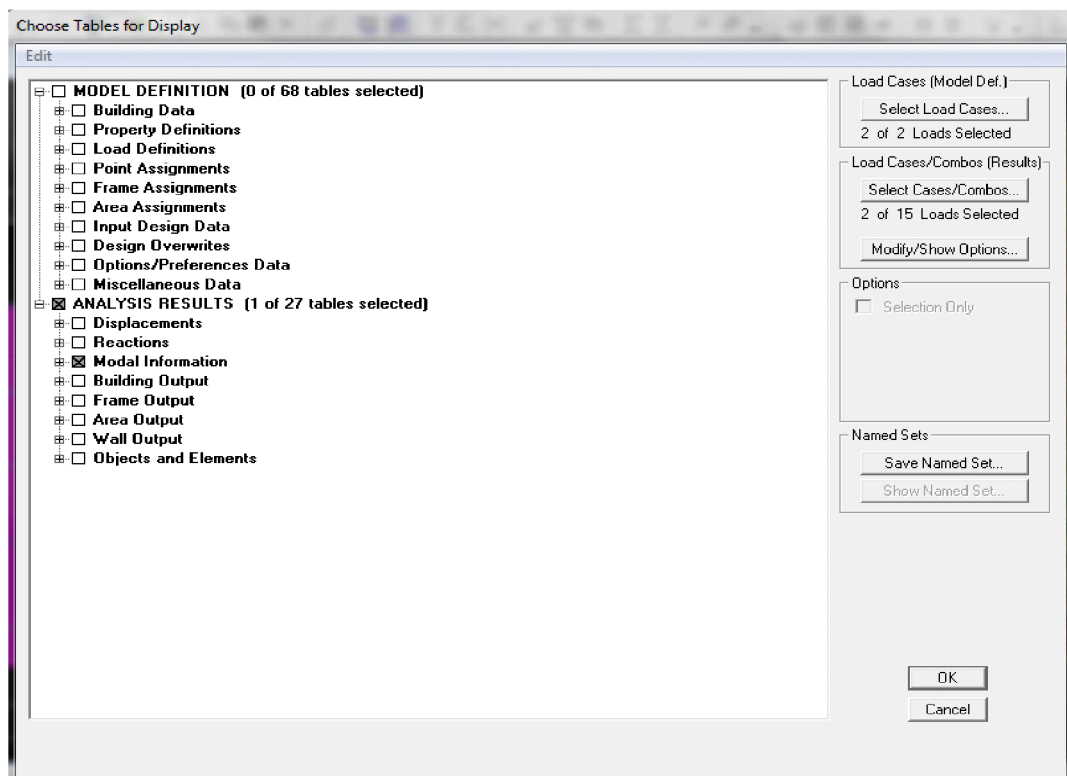



Fig V.22 : Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

❖ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :


Display ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

❖ **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles,  **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** , la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy ,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit «**EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau:**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant

La case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Fig VI.22.Modèle3D de la structure

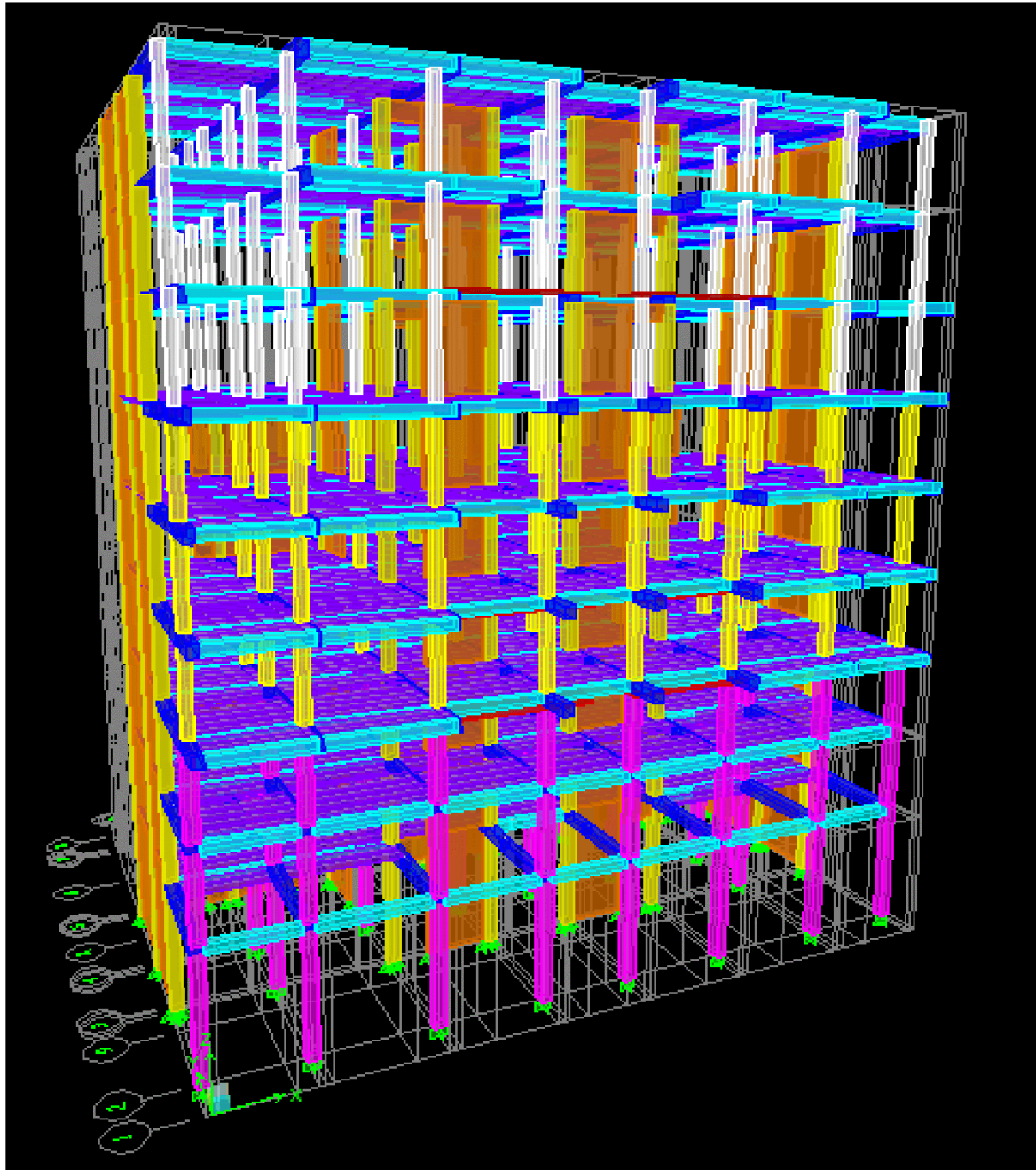


Fig VI.22.Modèle3D de la structure

VI) Vérification RPA:**VI-1) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

A. Le spectre de réponse : C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

Le site :

La zone : zone IIIALGIER. (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage :** selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, dont la hauteur $H = 35,02m < 48m$, qu'isera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à **ALGIER (Zone III)**.

❖ **Classification du site :** Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site ferme S2.**

❖ **Coefficient de comportement R :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) $\rightarrow R=5$

❖ **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse

❖ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

→ Condition non vérifiée : $P1x = P1y = 0$

❖ **Redondance en plan** : → Condition vérifiée : $P2x = P2y = 0$

❖ **La régularité en plan est non vérifiée** : $P3x = P3y = 0,05$

❖ **La régularité en élévation est vérifiée** : $P4x = P4y = 0$

❖ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier** :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Critère q »	Pénalité Pq sens x-x	Pénalité Pq sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau.1 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

VI-2) Vérification selon les exigences du RPA :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

VII.1) Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent. Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VII.2) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU 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
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G + E$: RPA99 révisé 2003.

VII.2.1) Recommandations du RPA99 :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre $0,5\% b h$

-Poutre principales : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-En zone courante : Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

-En zone de recouvrement : Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

b) Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = \frac{h}{4} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec : φ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

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

VI.2.2) Calcul des armatures à l'ELU :

a) **Armatures longitudinales** : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1er cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires); la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s = 1,5 \Rightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow$ Cas accidentel

Fe=400MPa

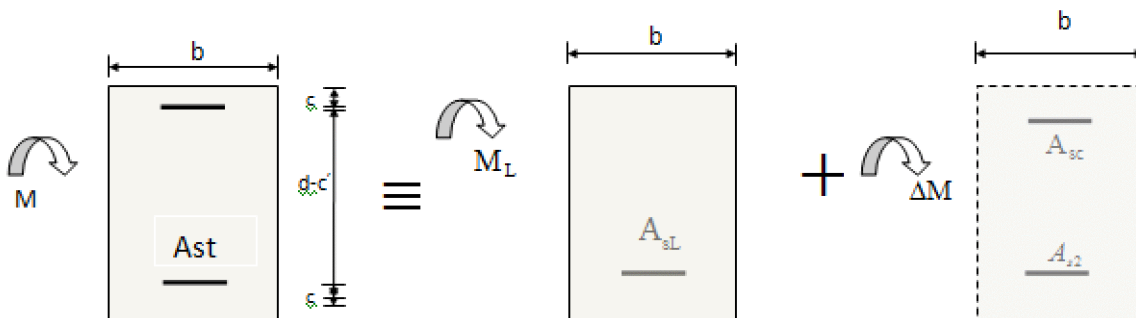
Ast : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2emecas :

$\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression)}$$

Remarque :

- En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} f_{bc} = 14,2 \text{MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

- En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

b) Armatures transversales :

- Diamètre des aciers transversaux : (BAEL 91/Art A.7.2.2)

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

- Pourcentage minimal d'armatures tendues :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ tel que } \left\{ \begin{array}{l} \rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,001 \quad \text{si } f_{cj} < 40 \text{ MPa} \\ \rho \geq 0,00033 f_{tj} \quad \text{si } 40 \text{ MPa} \leq f_{cj} \leq 80 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Espacement minimal : (BAEL 91/Art 5.1.2.2)

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Une section du béton armé ou fléchié est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Si la section choisie des armatures dépasse 20 de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile.

NB :

Les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section moins égale à 0.01 de la section droite de la poutre. $A \geq 0.01 b \cdot h$ (BAEL 91/ art B.6.4.)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- **Vérification d'adhérence à l'entraînement : (BAEL 91/ art A.6.1.3.)**

Pour assurer que les barres sont bien encrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

Ψ s : coefficient de scellement relatif à une armature

$\Psi_s = 1.5$: pour des barres haute adhérence $\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$

$\Psi = 1$ pour de barres rondes lisses

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n\pi\varphi$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre des barres.

φ : Diamètre d'une barre.

- **Vérification au cisaillement : (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_s}; 5 MPa \right)$

Fissuration non préjudiciable.

- **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/ art A.5.2.)**

Appui de rive :

- Influence sur le béton :

On doit avoir : $T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$

Longueur de l'appui : $a = \min (a', 0.9 d)$

-Influence sur les armatures longitudinales :

On doit avoir : $A_s = \frac{H_u + T_u}{\sigma_s}$

T_u : effort tranchant.

H_u : force horizontale transmise par l'appui.

Appui intermédiaire :

On doit avoir : $T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b a$

En outre, la contrainte moyenne de compression du béton sur l'aire d'appui calculé sous la réaction d'appui ultime.

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL 91/ art A.5.1.322.)}$$

- Influence sur les armatures transversales :

On doit avoir : $A_s = \frac{\gamma_s}{e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$

M_u : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

Vérification de l'encrage des barres : (BAEL 91/ art A.6.1.23.)

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}$$

VII.2.4) Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$.

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{K \beta_1 A_s d}$; $\rho = \frac{100 \times A_s}{bd}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible dans le béton comprimé.

σ_s : contrainte maximale dans l'acier tendu.

$K_1 ; \beta_1$: coefficients donnés par le tableau.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

Comme la fissuration dans les poutres est supposée peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL 91, il est indispensable de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$ avec L : portée de la travée entre deux appuis.
- 2) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$ M_t : Moment fléchissant maximal en travée.
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$ M_0 : moment isostatique max.

Les résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant :

- **Poutre Principales (30x35):**

	M_n (max) (KN.m)	Situation	μ	Obs	B	A_{st} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopté} (cm²)	Ferrailage
Travée	77,535	ELU	0,177	SSA	0,953	7,30	5,25	8,01	3HA14+2HA12
Appui	91,474	8RPA	0,210	SSA	0,944	8,72		9,24	3HA14+3HA14

• Poutre Secondaire (25x30) :

	M_u (max) (KN.m)	Situatio n	μ	Obs	B	Ast (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Ferraillage
Travée	63,015	rpa	0,144	SSA	0,962	5,88	3,75	6,15	3HA12
Appui	102,77	acc	0,235	SSA	0,937	9,84		10,64	3HA16+3HA14

Vérifications à L'ELU :

a) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$



- Poutres principales $T_u^{max} = 90,24 \text{ KN}$, $\tau_u = \frac{90,24 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,940 \text{ MPa}$.
- Poutres secondaires $T_u^{max} = 86,81 \text{ KN}$; $\tau_u = \frac{86,81 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,094 \text{ MPa}$.

b) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0,940 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 0,094 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Il faut vérifier que :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f}{\gamma_b} c_{28} \quad (\text{BAEL99.art A.5.1.32})$$

• Poutres principales :

$$T_u = 90,24 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires:

$$T_u = 86,81 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art A.6.1, 3) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales : **3HA12+2HA14**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{90,24 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263,8} = 1,323 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires : **3HA16+3HA14**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{86,81 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 282,6} = 1,264 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la longueur d'encrage (B.A.E.L Art : A.6.1, 221) :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$

- Pour les T₁₄ : $l_s = 49,38 \text{ cm}$.
- Pour les T₁₆ : $l_s = 56,43 \text{ cm}$.

Les règles du (BAEL99 Art A.6.1)) admettent que l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,752 \text{ cm}$.
- Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22,572 \text{ cm}$.

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de $(40\varphi$ en Zone II a)

Pour les HA14 : $L_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $L_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2.$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min}$ \longrightarrow La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_b \leq K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$ \longrightarrow (K, β_1) sont tirés du tableau à l'ELS.

Avec : $\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$ (A_s : Armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- Poutre principale :

	M_s (KN.m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	27,46	8,01	0,834	0,869	0,391	23,44	123,28	5,26	15	vérifiée
Appui	40,97	9,24	0,944	0,864	0,409	21,66	163,56	5,93	15	vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

- Poutres secondaires :

	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	24,14	3,39	0,502	0,893	0,320	31,87	177,35	9,89	15	vérifiée
Appui	40,12	10,64	1,576	0,836	0,490	15,57	167,05	10,64	15	vérifiée

Etat limite de déformation

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

❖ **Vérification de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)

- **Sens des Poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$

- **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

➤ Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

- **Vérification de la flèche dans les poutres Principales :**

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm²)	ρ	λv	σs(Mpa)	μ	Io (cm4)	I _{fv} (cm4)	f(mm)	obs.
27,46	425	10818.87	8,01	0,008	1,05	122,82	0,390	132543,65	103439,53	4,43	vérifiée

- Vérification de la flèche dans les poutres secondaire :

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm ²)	ρ	λ _v	σ _s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)	obs.
24,14	400	10818.87	6,03	0,008	1,05	177,35	0,528	69274,8	75881,75	4,7	vérifiée

❖ Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant :

$$\Phi \leq \min (h/35, \Phi_1, b/10) = \min (1, 1.2, 3)$$

Φ₁ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : Φ₁=8mm

On choisira un cadre +un étrier soit A_t=4HA8=2.01cm².

A) Calcul des espacements :

Sens principale :

- Zone nodale (appui) :

$$S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8\text{cm.}$$

- Zone courante : (travée)

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$

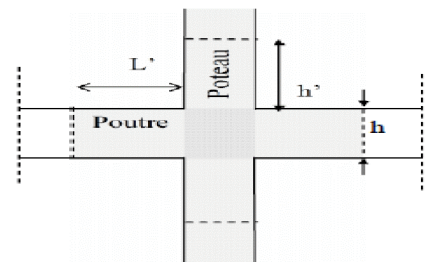
Sens secondaire :

- Zone nodale (appui) :

$$S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8\text{cm.}$$

- Zone courante : (travée)

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$$



Délimitation de la zone nodale

B) Détermination de la zone nodale

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2xh \\ h' = \max \{ h/6, b_1, h_1, \dots \} \end{array} \right.$$

h : Hauteur des poutres.

b₁ et **h₁** : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

Les poutres :

- L' = 2x35=70cm poutres principales (30x35).
- L' = 2x30=60cm poutres secondaires (25x30).

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

Armatures transversale minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$



Condition vérifiée

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

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.

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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée

Conclusion :

❖ Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+3HA12	3HA14+3HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutres secondaires	3HA12	3HA16+3HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire

VII-1) Ferraillage des poteaux :

VII-1-1) Introduction :

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E → RPA99 révisé 2003
- 0,8G± E → RPA99 révisé 2003

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VII-1-2) Recommandation du RPA 2003 :

A) Armature longitudinales :

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

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

• **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9 %** de la section du béton :

Du RDC étage au 2^{ème} : $A_{min} = 0.009 \times (40 \times 40) = 14.4 \text{ cm}^2$

Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage : $A_{\min} = 0.009 \times (35 \times 35) = 11.02 \text{cm}^2$

Du 6^{ème} étage au 8^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 8.1 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal :

Du RDC étage au 2^{ème} :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{cm}^2$

Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage:

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{cm}^2$

Du 6^{ème} étage au 8^{ème} étage:

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{cm}^2$

B) Armature transversale : (art 7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10\phi_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.}$$

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$

- Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{min} = L$ interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0, $7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur $10\phi_t$ minimale.

➤ **Conventions:**

Efforts normaux :

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

VII-1-3) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures (\forall l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

-Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

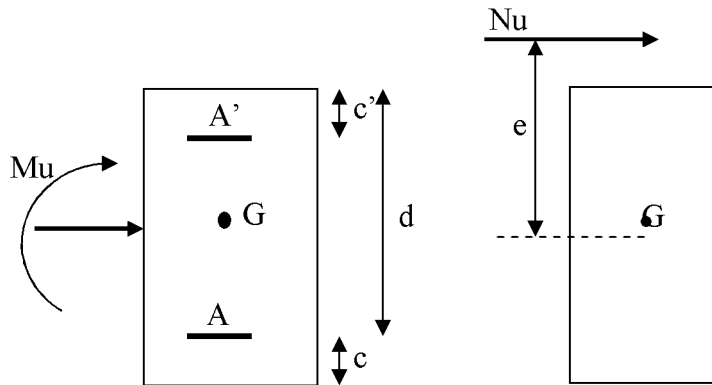
$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right) \text{ Si (N) étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right) \text{ Si (N) étant un effort de traction.}$$

➤ 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 :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

• Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

• Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

• Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

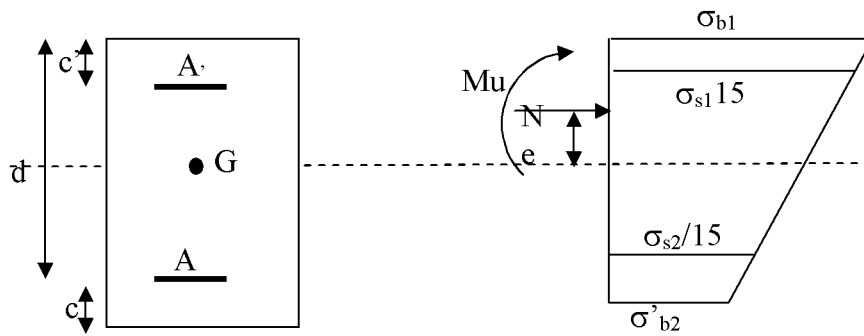
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

• Armatures en flexion composée :

$$A' = A'_f$$

$$A = A'_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures :

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h}\right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que : $\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ Compression pur (centrée) :

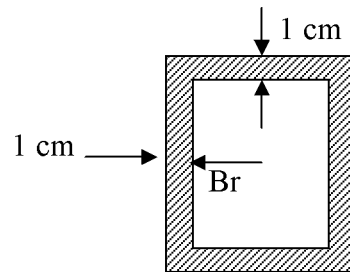
$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.



A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VII-1-4) Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C :

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C :

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

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

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B}.(d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Ferrailage des éléments

d'armature dans les poteaux a ELU sont résumés dans les tableaux suivants dans les deux sens :

<i>M</i> (KN.m)	<i>e</i> (m)	$\frac{h}{2} - c$	<i>Obs</i>	<i>A</i> _{sup}	<i>A</i> _{inf}	<i>A</i> _{min} (cm ²)	Ferrailage	<i>A</i> adopté (cm ²)
12.36	0,0047	0,17	SEC	3.63	5.72	14,4	8HA16	16.08
1	0,0003	0,17	SEC	0	0			
11.81	0,020	0,17	SEC	0	2.73			
13.60	0,023	0,17	SEC	0	0			
= 169.47	0,0969	0,17	SEC	0	0			
= 62.65	0,0379	0,17	SEC	0	0	11,02	4HA16+4HA14	14.20
13.36	0,0051	0,145	SEC	10.99	13.64			
1	0,0003	0,145	SEC	12.21	12.41			
10.38	0,228	0,145	SPC	0	0.24			
15.63	0,343	0,145	SPC	0	0.73			
= 170	0,096	0,145	SEC	0	19.02	8,1	8HA14	12,32
= 89.54	0,269	0,145	SPC	0	5.32			
14.06	0,0054	0,12	SEC	17.33	20.7			
6,42	0,0024	0,12	SEC	17.13	18.67			
11.12	0,365	0,12	SPC	0	0.74			
= 17.23	0,566	0,12	SPC	0	1.43	9.14	SPC	21.60
= 174.83	0,934	0,12	SPC	9.14	21.60			
= 132.92	0,649	0,12	SPC	4.37	16.33			

Ferrailage des éléments

M_{S22} (KN.m)	e (m)	Nat.	σ_b sup (MPA)	σ_b inf (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_a sup (MPA)	σ_a inf (MPA)	σ_s (MPA)	Observation
-9.9	0,0023	SEC	2.55	1.43	15	37	22.7	400	condition vérifiée
-8.615	0,045	SPC	1.39	0.42	15	19.8	7.37	400	condition vérifiée
-70.39	0,538	SPC	12.1	0	15	144.1	-288.8	400	condition vérifiée
-70.39	0.025	SEC	13.8	2.29	15	192.1	51.6	400	condition vérifiée
-16.50	0.057	SPC	3.09	0.39	15	42.9	9.92	400	condition vérifiée
-69.43	0.556	SPC	7,49	0	15	88.9	-134.8	400	condition vérifiée
-70.39	0.051	SEC	188.77	195.2	15	11.5	131.2	400	condition vérifiée
-7.64	0.226	SPC	1,36	0	15	16.5	-14.8	400	condition vérifiée
-70.57	0.479	SEC	2.25	0	15	30	0.28	400	condition vérifiée

VII-5) Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

2- Espacement des armatures

- ◆ Selon le BAEL 91 Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_t^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40 \text{ cm}; (40 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

- ◆ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times 1.2$$

Conclusion :

On adopte :

$$S_t = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

3- Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 16 mm $\implies L_r = 40 \Phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

4- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2.856}{0.5} = 5.712 > 5$$

En zone nodale (St = 8cm) :

_ Poteau de (30×30)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 8 × 30 = 0.72 cm² < Aadop

_ Poteau de (35×35)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 8 × 35 = 0.84cm² < Aadop

_ Poteau de (40×40)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 8 × 40 = 0.96 cm² < Aadop

En zone courante (St = 15cm):

_ Poteau de (30×30)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 15 × 30 = 1.35 cm² < Aadop

_ Poteau de (35×35)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 15 × 35 = 1.575 cm² < Aadop

_ Poteau de (40×40)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 15 × 40 = 1.80 cm² < Aadop

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losang HA8 pour tous les poteaux At= 2.01 cm²

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.712 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (40 x 40)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{39.78 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,261 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{38.55 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,333 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

- Poteaux (30 x 30)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{24.26 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,288 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{MPa}$$

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A (cm ²)	A adopté
Zone I (RDC,1et2)	40x40	14.4	8HA16 = 16.08
Zone II (3, 4,et5)	35x35	11.02	4HA16+4HA14 = 14.20
Zone III (6,7et8)	30x30	8.1	8HA14 = 12.32

6-Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Poteaux (40x40) :

Combinaison	Ns (kN)	M ₂ (kN.m)	e _s (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	414.64	9.9	0.0023	5.23	16.08

Poteaux (35x35) :

Combinaison	Ns (kN)	M ₂ (kN.m)	e _s (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	130.9	70.39	0.537	4.19	14.20

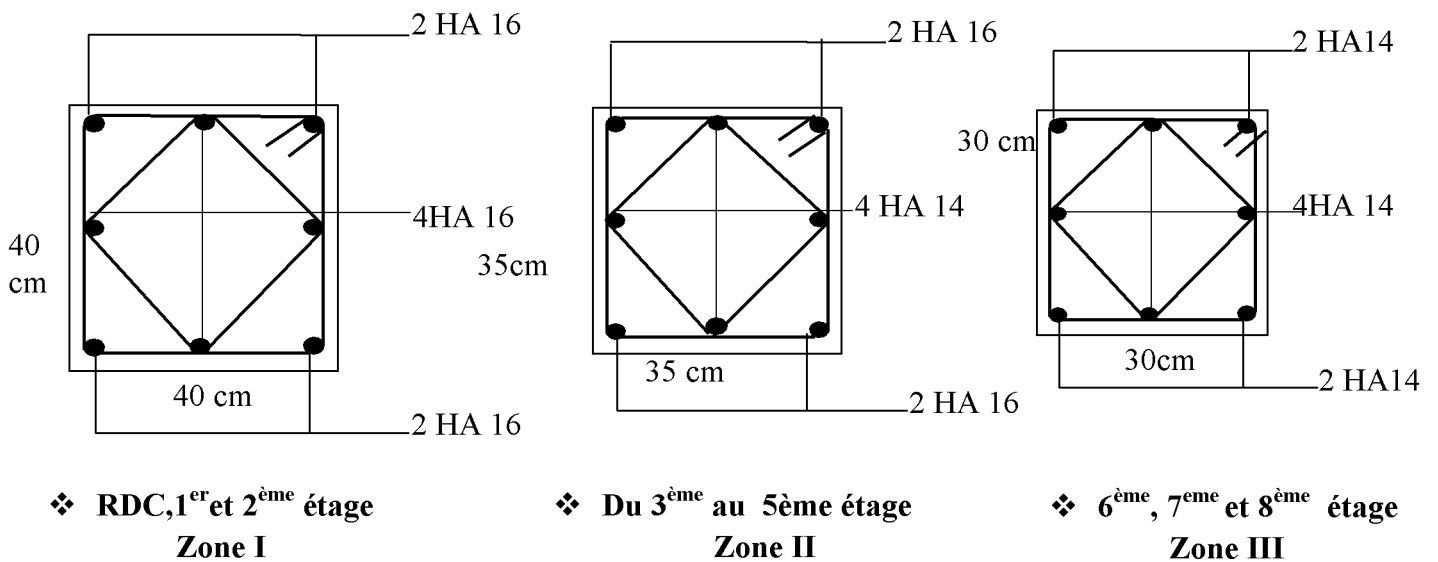
Poteaux (30x30):

Combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	136.23	70.39	0.516	5.68	12.32

Conclusion

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferraillage adopté est comme suit :



VII).Introduction:

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement en béton armé assurant le transfert des charges verticales, et d'autres parts, la stabilité sous les charges horizontales.

Après avoir déterminé les différentes combinaisons d'action appliquées aux voiles par zones on va adopter le ferrailage le plus défavorable par zone.

Notre structure est devisée en quatre zones qui sont les suivantes :

- **Zone I:** RDC.1^{er} et 2^{ém} étage.
- **Zone II :** 3^{ém}e et 4^{ém} et 5^{ém} étage.
- **Zone III :** 6^{ém} et 7^{ém}e et 8^{ém} étage.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec effort tranchant, pour faire face à ces sollicitations on doit disposer le ferrailage suivant :

1- Armatures verticales :

- a. Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).
- b. Le ferrailage minimum de la zone tendue des voiles et de 0,2 %.
- c. L'espacement des armatures verticales doivent être réduit de moitié sur une distance de $\frac{l}{10}$ à chaque extrémités des trumeaux et au plus égale à 15[cm].
- d. Les barres verticales des zones extrêmes sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur des voiles formant ainsi les potelets.

2- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munie de crochets à **135°** ayant une longueur de $10\emptyset$.

Dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3- Règles communes aux Armatures verticales et horizontales :

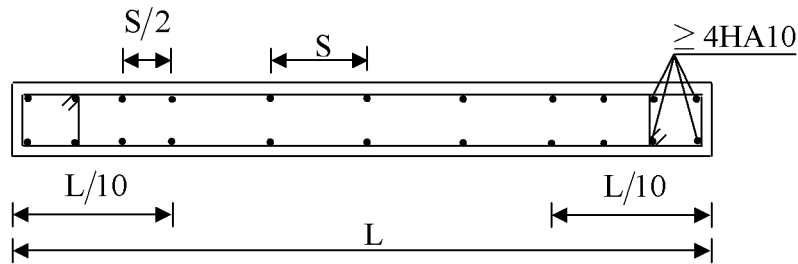
- a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans les différentes sections des voiles → 0,15 %
 - en zone courante → 0,10 %
- b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 e$
 - $S \leq 30 [cm]$
 Avec : e : épaisseur du voile.
- c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré. Dans chaque nappe, les armatures horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des armatures des potelets) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

e. **Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :**

- 40Ø pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20Ø pour les armatures situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

f. Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.



- **Disposition des armatures verticales dans les voiles** -

X-1). Ferraillage des trumeaux

A). Armatures verticales :

- On adoptera la méthode des bandes verticales de largeur « d » pour le calcul d'armature comme illustrer par les étapes de calcul définies ci-dessus :
- On déterminera le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables et cela en utilisant les formules classiques de la résistance des matériaux :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot V'$$

Avec :

B : section du béton (B = L_{tr} . e)

L_{tr} : longueur du trumeau.

e : épaisseur du trumeau.

I : moment d'inertie du trumeau considéré.

V : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

V' : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$V = V' = \frac{L_{TR}}{2}$$

- On découpe le diagramme des contraintes en bandes de largeur « d » tel que spécifié dans l'article (**Art 7.7.4 RPA 99/Version 2003**).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right)$$

Avec :

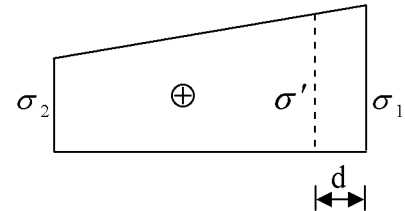
h_e : hauteur d'étage.

L_C : longueur de la zone comprimée.

- **On détermine l'effort agissant dans chaque bande en fonction des diagrammes de contrainte obtenus :**

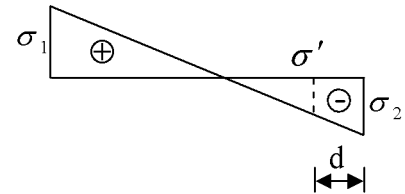
- **1^{er} cas : section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_u = \frac{\sigma_1 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$



- **2^{ème} cas : section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_u = \frac{\sigma_2 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$



- **3^{ème} cas : section entièrement tendue :**

$$N_u = \frac{\sigma_2 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$



B). On calcule la section d'armature pour chaque bande :

- Section partiellement comprimée ou entièrement tendue :

$$A_t = \frac{N_T}{\sigma(10\%)}$$

$\sigma(10\%)$: contrainte de l'acier à $\epsilon = 10\%$

Combinaison courante : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma(10\%) = 348$ [MPa]

Combinaison accidentelle : $\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma(10\%) = 400$ [MPa]

- section entièrement comprimée (SEC) :

$$A_c = \frac{N_c \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\%)}$$

f_{bc} : Contrainte du béton comprimé à l'ELU.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Combinaison courante : $\gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2$ [MPa]

Combinaison accidentelle : $\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21,74$ [MPa]

$\sigma(2\%)$: contrainte de l'acier à $\epsilon_s = 2\%$

Combinaison courante : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma(2\%) = 348$ [MPa].

Combinaison accidentelle : $\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma(2\%) = 400$ [MPa].

Remarque :

On adoptera un ferrailage symétrique à cause de changement de l'action sismique.

VII-2). Ferrailage minimum :**a) Armatures verticales :**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes selon le cas :

1) Compression simple :

$A_{\min} \geq 4[\text{cm}^2]$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction des armatures (Art A.8.1.21 BAEL 91)

$$0,2\% B \leq A_{\min} \leq 5\% B \quad (\text{Art A.8.1.21 BAEL 91})$$

Avec:

B : section de béton comprimée.**b- Traction simple**

$$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1 BAEL 91})$$

$$A_{\min} = 0,2\% B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA99/Version 2003})$$

b) Armatures horizontales :

La section d'armatures est donnée par les deux relations suivantes :

$$\text{- BAEL 91: } AH = \frac{AV}{4}$$

$$\text{-RPA 99/Version 2003 : } AH \geq 0,15\% B$$

$$\Rightarrow AH \geq \max \left(\frac{AV}{4}, 0,15\% B \right)$$

Avec:

AV: section d'armature verticale adoptée

B: la section du béton

B). Armature de couture :

La section d'armature de couture doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99/Version 2003})$$

avec:

$$\bar{T} = 1,4T$$

T: effort tranchant au niveau considéré revenant au trumeau.

f_e : Limite d'élasticité du béton.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dû aux moments de renversement.

C). potelet :

Les potelets doivent être armés par des barres verticales dont la section est supérieure à 4T10.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile (e).

VII-3). Vérification :**1) Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_{SER}}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15[\text{MPa}]$$

Avec :

 N_{SER} : Effort normal appliqué à l'ELS ($N_S = G+Q$) B : Section du béton. A : Section d'armature adoptée.**2) Vérification des contraintes de cisaillement :**

Les contraintes de cisaillement dans le béton sont limitées à :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d} = \frac{1,4T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} \text{ (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003).}$$

Avec :

 T : effort tranchant du niveau considéré revenant au trumeau. b_0 : épaisseur du trumeau. d : hauteur utile ($d = 0,9.h$).

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4[\text{MPa}] \right)$$

$$\tau_u = 3,26[\text{MPa}]$$

➤ Exemple de calcul de voile (Zone I, VLX1,VLX2):**1.a).Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,60[\text{m}].$$

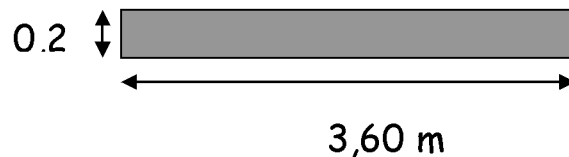
$$I = 0,655[\text{m}^4].$$

$$B = 0,72[\text{m}^2].$$

$$V = L_{voile}/2 = 1,80[\text{m}].$$

$$\sigma_{\max} = 5222,95[\text{KN/m}^2].$$

$$\sigma_{\min} = -4275,63[\text{KN/m}^2].$$

**b). Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,98[\text{m}].$$

c).Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,60 - 1,98 = 1,62[\text{m}].$$

d). Calcul de la longueur (d₁, d₂) :

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,59[\text{m}].$$

On prend $d_1 = 0.59[\text{m}]$ et $d_2 = 0.59[\text{m}]$.

e) Détermination de N1 et N2 en zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{\min}}{L_t} \Rightarrow \sigma_1 = 2718.45 [KN/m^2].$$

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - d_1 - d_2)\sigma_{\min}}{L_t} \Rightarrow \sigma_2 = 4275.63 [KN/m^2].$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 412.68 [KN].$$

$$N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 280.179 [KN].$$

f) Calcul des armatures verticales :

✓ 1^{ère} bande : d= 0.59 [m].

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{412.68 \times 10}{348} = 11.86 [cm^2].$$

✓ 2^{ème} bande : d=0.59[m].

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{280.179 \times 10}{348} = 7.00 [cm^2]$$

g) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4.T}{f_e} = 18.23 [cm^2]$$

h) Armatures minimales : (BAEL 91).

$$A_{\min} \geq \max \frac{B_1 f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B_1 = \max \frac{0,30 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,30 \times 0,20 = \max(3.15, 1.2)$$

$$A_{\min} \geq 3.150 [cm^2]$$

* **Ferrailage adopté :**

$$A_{v1} = A_{v12}/2 + A_{vj}/4 = (11.86/2) + (18.23/4) = 11.86 [cm^2] / \text{bande/nappe}$$

$$A_{v2} = A_{v22}/2 + A_{vj}/4 = (7.00/2) + (18.23/4) = 7.00 [cm^2] / \text{bande/nappe}$$

On adopte :

$$A_{v1} = 2 \times 06HA 14 / \text{bande/nappe} = 18.48 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad St = 20 [cm].$$

$$A_{v2} = 2 \times 05HA 14 / \text{bande/nappe} = 7.700 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad St = 18 [cm].$$

i) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = 4.438 [cm^2]$

D'après le RPA révisé 2003 :..... $A_H \geq 0.15\% B = 0.9[\text{cm}^2]$

Soit : $10HA12 = 11.38 [\text{cm}^2]/\text{nappe}$ avec: $St=25 [\text{cm}]$.

j)Armatures transversales :(art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

k)Les potelets :

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

l)Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e,30\text{cm}\} = 30 [\text{cm}] \text{ condition vérifiée}$$

II.a)Vérifications :

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{489.80 \times 10}{5400 + 15 \times 18.48} = 0.65 [\text{MPa}].$$

$\sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 [\text{MPa}]$. La condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 473.54 \times 10}{20 \times 0,9 \times 270} = 1.023 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 [\text{Mpa}].$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 [\text{Mpa}]$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

- **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{T}{e d}$$

$$\tau_u = \frac{473.54 \times 10}{20 \times 0,9 \times 270} = 0.731 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right) = 2.5 [\text{MPa}].$$

➤ Voiles transversaux groupe (VLX1 ; VLX2 ;)L=3,60 [m] :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,7	3,8		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,72	0,74	0,76		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5222,95	2234,76	7633,81		
	σ_{min} [KN/m ²]	-4275,63	-1833,3	-1514,43		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	473,54	362,5	220,86		
	L _t (m)	1,62	1,67	0,63		
	L _c (m)	1,98	2,03	3,17		
	d (m)	0,590	1,440	1,440		
	σ_1 [KN/m ²]	2718,918	250,055	-1952,271		
	N (kN)	N ₁	412,68	300,00	-63,05	
		N ₂	280,179	5,687	158,317	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,86	8,62	-1,81	
		A _{v2}	7,00	0,16	3,96	
	A _{vj} (cm ²)		18,23	13,96	8,50	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16,42	12,11	0,31	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7,00	3,65	6,08	
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,48	18,48	2,26	
		Bonde 2	7,7	7,7	6,16	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x06HA14	2x06HA14	2x02HA12
			Bonde 2	2x05HA14	2x 05HA14	2x04HA14
S _t (cm)		Bonde1	15 cm	15cm	15 cm	
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,86	5,00	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		4,62	4,62	0,57		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe		
ep =20cm		(A=11,3cm²)	(A=11,3cm²)	(A=7,85cm²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0,731	0,544	0,323	
		τ_b (MPa)	1,023	0,762	0,452	
	ELS	N _s (kN)	489,8	347,15	5245,82	
		σ_b (MPa)	0,65	0,45	6,79	

➤ Voiles transversaux groupe (VLX5,VLX6) L=3,10 [m] :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,2	3,3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,62	0,64	0,66	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6029,72	4409,82	3611,24	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8396,66	-7330,51	-7835,99	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	772,74	359,59	219,68	
	L _t (m)	1,80	2,00	2,26	
	L _c (m)	1,30	1,20	1,04	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ_1 [KN/m ²]	5650,994	2047,362	2840,835	
	N (kN)	N ₁	828,81	1350,41	1537,46
		N ₂	686,205	114,251	232,651
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23,82	38,80	44,18
		A _{v2}	17,16	3,28	5,82
	A _{vj} (cm ²)		29,75	13,84	8,46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	31,25	42,27	46,29
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	17,16	6,74	7,93
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	40,22	40,22
		Bonde 2	18,48	6,79	9,05
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x08HA16	2x10HA16	2x10HA16
		Bonde 2	2x06HA14	2x 06HA12	2x08HA12
	S _t (cm)	Bonde1	17 cm	17cm	17 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,41	5,99	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		8,04	10,06	10,06
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
ep =20cm		(A=11,3cm²)	(A=11,3cm²)	(A=7,85cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,385	0,624	0,370
		τ_b (MPa)	1,939	0,874	0,518
	ELS	N _s (kN)	272,53	917,59	185,36
σ_b (MPa)		0,39	1,29	0,25	

➤ Voiles transversaux groupe (VLX3) L=1,00[m] :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1,05	1,1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,21	0,22	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4888,05	1041,23	2436,69	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7299,94	-2603,02	-3044,15	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	323,56	259,78	159,68	
	L _t (m)	0,60	0,75	0,61	
	L _c (m)	0,40	0,30	0,49	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ_1 [KN/m ²]	109,026	-2394,809	-4130,768	
	N (kN)	N ₁	437,13	29,98	-156,47
		N ₂	0,098	165,243	342,458
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,56	0,86	-4,50
		A _{v2}	0,00	4,75	8,56
	A _{vj} (cm ²)		12,46	10,00	6,15
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15,68	3,36	-2,96
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0,00	7,25	10,10
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	16,04	8,04	8,04
Bonde 2		3,08	15,4	15,4	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x04HA16	2x02HA16	2x02HA16
		Bonde 2	2x02HA14	2x 05HA14	2x05HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,80	2,25	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		4,01	2,01	2,01
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
ep =20cm		(A=11,3cm²)	(A=11,3cm²)	(A=7,85cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,798	1,374	0,806
		τ_b (MPa)	2,517	1,924	1,129
	ELS	N _s (kN)	1394,83	932,83	647,55
		σ_b (MPa)	6,10	3,80	2,54

➤ Voiles transversaux groupe (VLX4) L=2,60[m] :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,6	2,65	2,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,52	0,53	0,54	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3814,28	848,2	1054,21	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5984,15	-1994,43	-1875,26	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	604,48	603,98	384,4	
	L _t (m)	1,59	1,86	1,73	
	L _c (m)	1,01	0,79	0,97	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ_1 [KN/m ²]	3760,660	449,756	312,876	
	N (kN)	N ₁	574,94	351,96	315,09
		N ₂	375,271	18,857	9,022
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,52	10,11	9,05
		A _{v2}	9,38	0,54	0,23
	A _{vi} (cm ²)		23,27	23,25	14,80
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	22,34	15,93	12,75
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,38	6,36	3,93
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	22,62	18,1	15,4
Bonde 2		10,05	15,4	7,86	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA12	2x08HA12	2x05HA14
		Bonde 2	2x05HA16	2x 05HA14	2x05HA10
	S _t (cm)	Bonde1	17 cm	17cm	17cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,76	5,58	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		5,66	4,53	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		05HA14/nappe	05HA14/nappe	05HA14/nappe
ep =20cm		(A=7,70cm²)	(A=7,70cm²)	(A=7,70cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,292	1,266	0,791
		τ_b (MPa)	1,808	1,773	1,107
	ELS	N _s (kN)	1297,65	964,7	560,54
		σ_b (MPa)	2,28	1,66	0,98

➤ Voiles transversaux groupe (VLY1,VLY4) L= 4,00 [m] :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4,1	4,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,8	0,82	0,84	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	9927,48	6985,78	8525,93	
	σ_{min} [KN/m ²]	-12191,87	-8268,44	-9084,7	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	991,17	758,51	478,2	
	L _t (m)	2,20	2,22	2,17	
	L _c (m)	1,80	1,88	2,03	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ_1 [KN/m ²]	8929,266	2910,860	3046,770	
	N (kN)	N ₁	1246,15	1609,82	1746,93
		N ₂	1441,847	227,739	221,388
	A _v (cm ²)	A _{v1}	35,81	46,26	50,20
		A _{v2}	36,05	6,54	5,53
	A _{vi} (cm ²)		38,16	29,20	18,41
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	45,35	53,56	54,80
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	36,05	13,84	10,14
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,22	40,22	40,22
Bonde 2		36,05	15,4	11,3	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA16	2x10HA16	2x10HA16
		Bonde 2	2x09HA16	2x 05HA14	2x05HA12
	S _t (cm)	Bonde1	16 cm	16cm	16 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,61	6,67	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		10,06	10,06	10,06
	Choix des barres/nappe (cm ²)		05HA14/nappe	05HA14/nappe	05HA14/nappe
ep =20cm		(A=7,70cm²)	(A=7,70cm²)	(A=7,70cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,377	1,028	0,633
		τ_b (MPa)	1,927	1,439	0,886
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
		σ_b (MPa)	3,41	2,45	1,40

➤ Voiles longitudinaux groupe (VY2 ;VY5) L= 2.80[m] :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,8	2,9	3		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,56	0,58	0,6		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7128,63	4300,75	5789,29		
	σ_{min} [KN/m ²]	-11094,66	-5770,17	-5684,43		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	570,46	451,32	220,86		
	L _t (m)	1,70	1,66	1,49		
	L _c (m)	1,10	1,24	1,51		
	d (m)	0,590	1,440	1,440		
	σ_1 [KN/m ²]	7254,752	769,437	177,044		
	N (kN)	N ₁	1082,62	941,70	844,05	
		N ₂	808,680	17,048	0,820	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31,11	27,06	24,25	
		A _{v2}	20,22	0,49	0,02	
	A _{vj} (cm ²)		21,96	17,38	8,50	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	36,60	31,40	26,38	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	20,22	4,83	2,15	
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40,22	32,16	27,7	
		Bonde 2	20,36	11,3	4,52	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA16	2x08HA16	2x09HA14
			Bonde 2	2x09HA12	2x 05HA12	2x02HA12
S _t (cm)		Bonde1	17cm	17cm	17 cm	
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,11	4,98	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		10,06	8,04	6,93		
Choix des barres/nappe (cm ²)		05HA14/nappe	05HA14/nappe	05HA14/nappe		
ep =20cm		(A=7,70cm²)	(A=7,70cm²)	(A=7,70cm²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1,132	0,865	0,409	
		τ_b (MPa)	1,585	1,210	0,573	
	ELS	N _s (kN)	397,51	1305,62	1246,76	
		σ_b (MPa)	0,61	2,02	1,92	

VII-4). Ferrailage des linteaux :**Introduction :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile. Ils sont assimilés à des poutres doublement encastées dans les trumeaux. Ils reprennent l'effort tranchant et le moment fléchissant dû au séisme, le poids du plancher qui leur revient ainsi que leur propre poids.

a- Méthode de calcul :

On utilise la méthode exposée dans le RPA 99+Add (Art 7.7.3), en faisant comparer à chaque fois les section d'armatures (calculées) ou maximales données par les règles du BAEL91.

L'application se fera suivant les étapes suivantes :

a-1- Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} ; \text{ où } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4T.$$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile = 0,9h.

a-2- Ferrailage des linteaux :

- **1^{er} cas :** $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_1).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

1- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieur et inférieur sont

$$\text{calculés par la formule : } A_1 \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2d'$$

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant.

2- Aciers transversaux:

1^{er} sous cas : linteau long ($\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$).

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{V}$$

Avec :

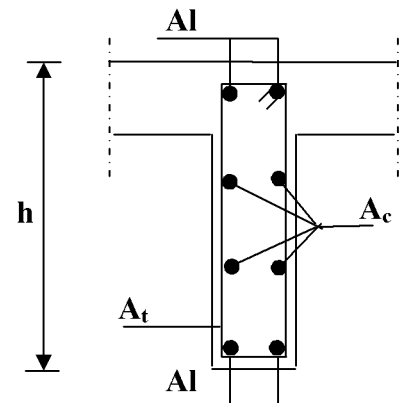
S : espacement des cours d'armatures transversaux.

A_t : section d'armatures transversales

$$Z = h - 2d.$$

V : effort tranchant dans la section considérée.

L : portée du linteau.



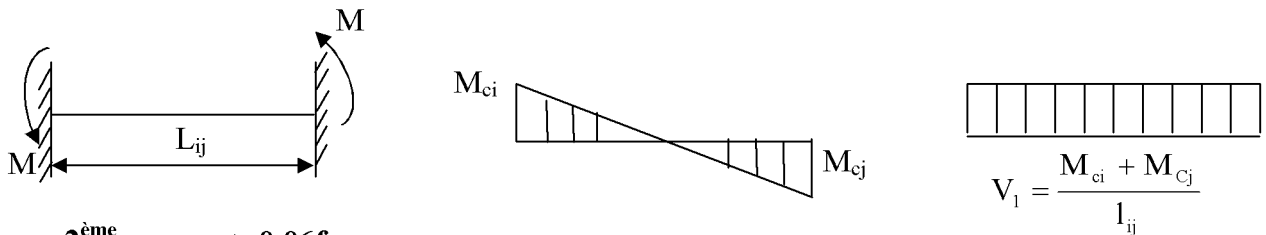
2^{ème} sous cas : linteau court ($\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$).

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e L}{V + A_t f_e}$$

$$V_2 = 2T$$

$V = \min (V_1, V_2)$; avec :
$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} : moment « résistants ultimes » des sections du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_1 \cdot f_e \cdot Z$.



- **2^{ème} cas :** $\tau_b > 0,06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

(Art. 7.7.3.2RPA99/version2003)

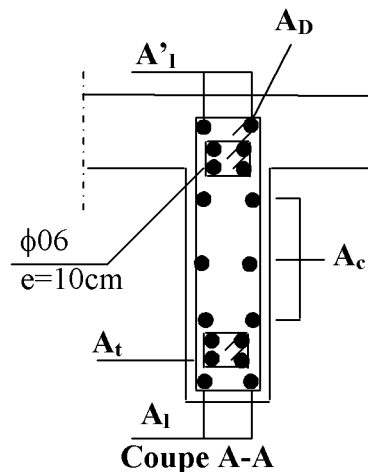
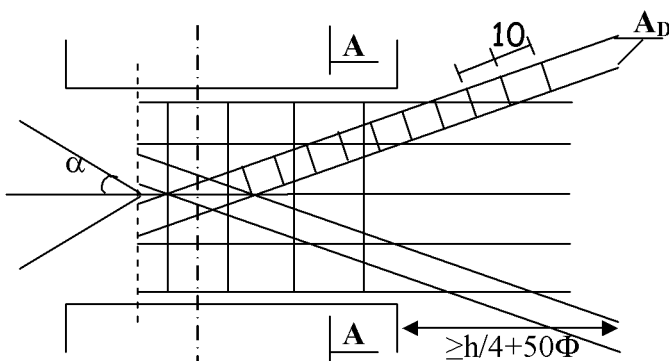
$$A_D = \frac{T}{2 f_e \sin \alpha}, \text{ avec : } \tan \alpha = \frac{h}{L} \frac{2d'}{L}$$

a-3). Ferrailage minimum :

- Armatures longitudinales : $(A_1, A'_1) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales :
 - Pour $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S$ (0,15 %)
 - Pour $\tau_b > 0,025f_{c28}$ $A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S$ (0,25 %)
- Armatures de peau: $A_c \geq 0,0020b \cdot h$.

b : étant l'épaisseur du linteau ($b = e$).

- longueur d'ancrage : $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$



➤ **Exemple de calcul :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau de la zone(I), dans le sens longitudinal VLX1 VLX2.

$$h = 0,86m$$

$$l = 3,60m$$

$$e = 0.20m$$

A).Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec: } V = 1,4 \times V_u \text{ calculé Avec } V_u = 447.79 \text{ [KN].}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 447.79 \times 10}{86 \times 0,9 \times 20} = 4,04 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'autres parts nous avons $\tau_b = 1.52 \text{ [MPa]} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ [MPa]}$

on considère que les efforts internes sont véhiculés par des bielles diagonales de compression et de traction suivant l'axe moyenne des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement ,calculé par la formule suivante :

$$A_D = \frac{V}{2.f_c . \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h - 2d}{l} \text{ et } V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)}$$

B).Ferrailage :

a).Armatures longitudinales ($A_l = A'_l$) :

$$\tau_b = 1.520 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ [MPa]}$$

Donc le ferrailage minimal adopté

➤ RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2$$

Donc la section adoptée est : $A_l = A'_l = 3.08 \text{ cm}^2$,soit 2HA14

b).Armatures transversales :

$$\tau_b = 4,04 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} .$$

$$\text{Avec } St \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \quad \text{On prend } St = 20 \text{ [cm]}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0.0025 \times b \times S_t = 0.025 \times 20 \times 20 = 1,00 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit } 2HA10 = 3.57 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 20 \text{ [cm]}$$

c).Armatures diagonales :

$$\tau_b = 1.52 \text{ [MPa]} > 0.625 f_{c28} = 1.5 \text{ [MPa]}$$

Les armatures diagonales sont nécessaires

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calculé}}}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{L} = \frac{0,86}{3,60} = 0,02 \Rightarrow \alpha = 1,15^\circ$$

$$A_D = \frac{447,79 \times 10}{2 \times 400 \times 0,026} = 5,32 \text{ [cm}^2\text{]}$$

A_d adopté est $A_d = 6,15 \text{ [cm}^2\text{]}$ soit 4HA14.

Avec un cadre de $\Phi 8$ chaque 10 [cm]

d). Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002 \times e \times h = 0,002 \times 20 \times 86 = 6,15 \text{ [cm}^2\text{]}$$

soit : $A_c = 6,15 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4HA14 / \text{nappe}$

e). Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\phi = 21,5 + 50 \times 1,2 = 81,5 \text{ [cm]}$$

on prend $L_d = 81,5 \text{ [cm]}$

➤ Le résumé des calculs sera donné par les tableaux qui suivants :

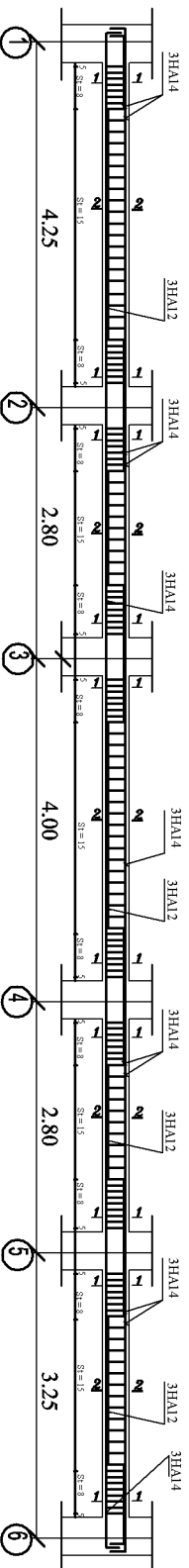
➤ Ferrailage des linteaux VLX1 ; VLX2 L= 3,60 m :

	Zone	I	II	III
Caractéristiques Géométriques	h [m]	0,86	0,86	0,86
	L [m]	3,60	3,60	3,60
	e [cm]	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5	5	5
	τ_b [MPa]	4,70	3,74	3,00
	V_u [KN]	447,79	362,50	220,86
Ferrailage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	1,5	1,5	1,5
	τ_b [MPa]	4,7	3,74	3,00
	$A_l = A_l$ [cm ²]	2,58	2,58	2,58
	$A_l = A_l$ [cm ²] adopté	3,08	3,08	3,08
	Choix des barres	2HA14	2HA14	2HA14
	St [cm]	20	20	20
	A_t [cm ²]	1	1	1
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	S_i [cm]	20	20	20
	A_D [cm ²]	5,97	4,175	3,755
	A_D [cm ²] adopté	8,04	8,04	8,04
	Choix des barres	4HA16	4HA16	4HA16
	A_c [cm ²]	3,44	3,44	3,44
	A_c [cm ²] adopté	6,15	6,15	6,15
	Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA14
L_d [cm]	81,5	81,5	81,5	

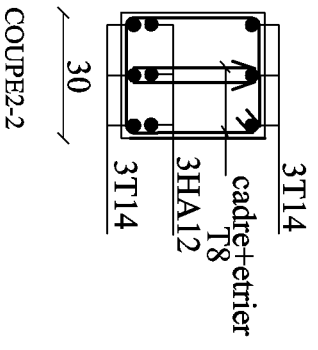
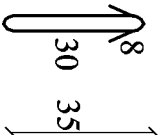
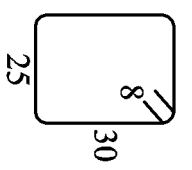
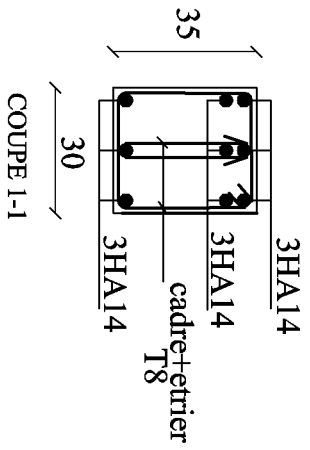
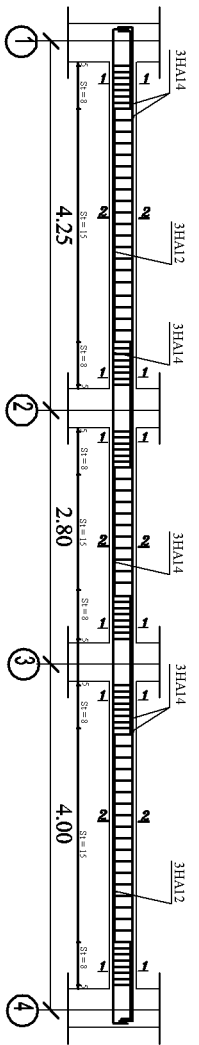
➤ Ferraillage des linteaux VLX5,VLX6 L= 3,10 :

	Zone	I	II	III
Caractéristiques Géométriques	h [m]	0,86	0,86	0,86
	L[m]	3,10	3,20	3,30
	e [cm]	0.20	0.20	0.20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5	5	5
	τ_b [MPa]	3,4	2.85	2,31
	V_u [KN]	447,79	359,59	219,68
Ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ [KN]	1.5	1.5	1.5
	τ_b [KN]	3,4	2. 85	2,31
	$A_l = A_l$ [cm ²]	2.58	2.58	2.58
	$A_l = A_l$ [cm ²] adopté	4.52	4.52	4.52
	Choix des barres	2HA14	2HA14	2HA14
	St[cm]	20	20	20
	A_t [cm ²]	1	1	1
	Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA10
	St[cm]	20	20	20
	A_D [cm ²]	23,5	19,07	16.00
	A_D [cm ²] adopté	8.04	8.04	8.04
	Choix des barres	4HA16	4HA16	4HA16
	A_c [cm ²]	3.04	3.04	3.04
	A_c [cm ²] adopté	3,44	3,44	3,44
	Choix desbarres/nap	4HA14	4HA14	4HA14
	L_d [cm]	81,5	81,5	81,5

Ferrailage des poutres principales filles B,C,D,E,F et G

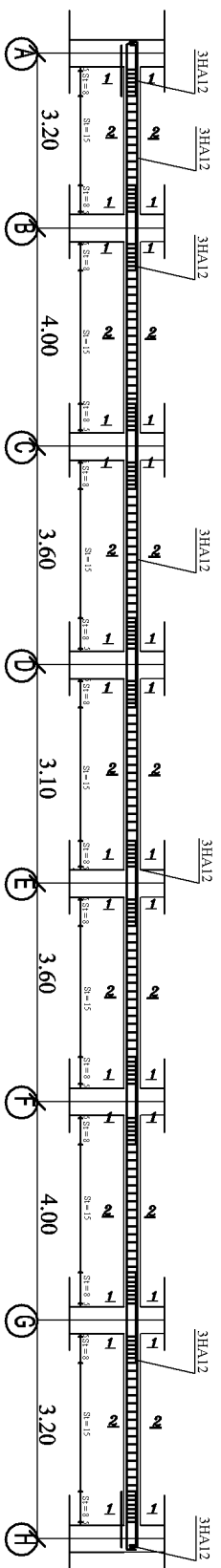


Ferrailage des poutres principales filles A et H

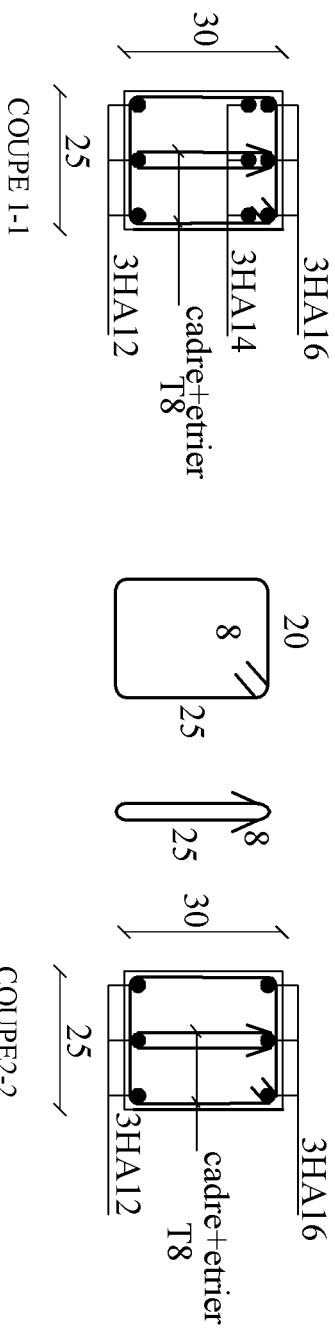
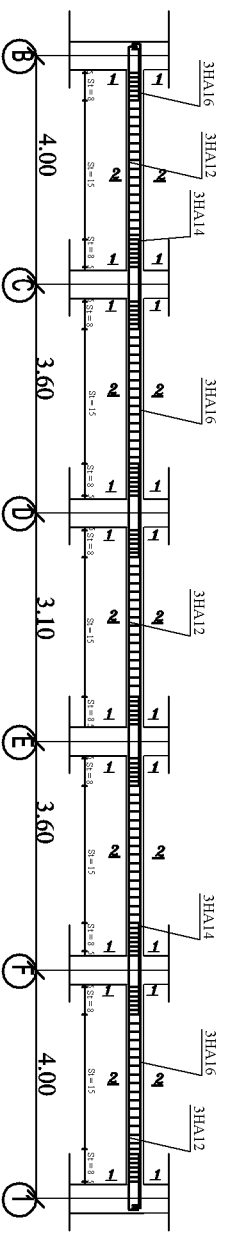


REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU	
ETUDIANT PAR: ALLOU ZAHIA ABOU EL RAHMAN	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
DIRIGER PAR: Mme: AKMOUSSI	Echelle : 1/50
Promotion: 2015-2016	

Ferrailage des poutres secondaires filles 1,2,3 et 4



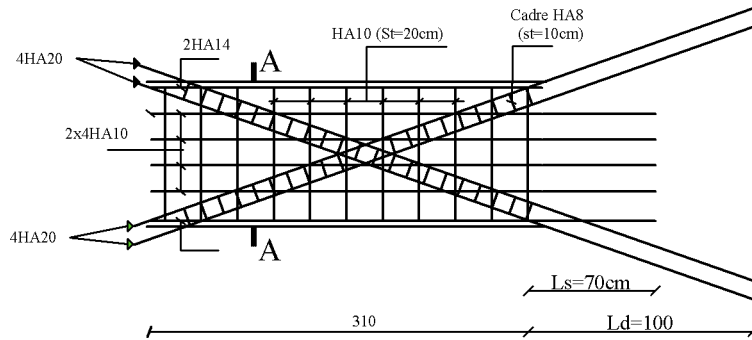
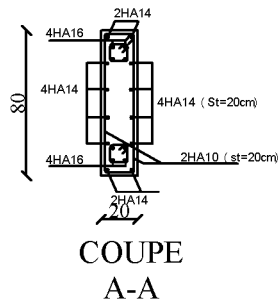
Ferrailage des poutres secondaires filles 5 et 6



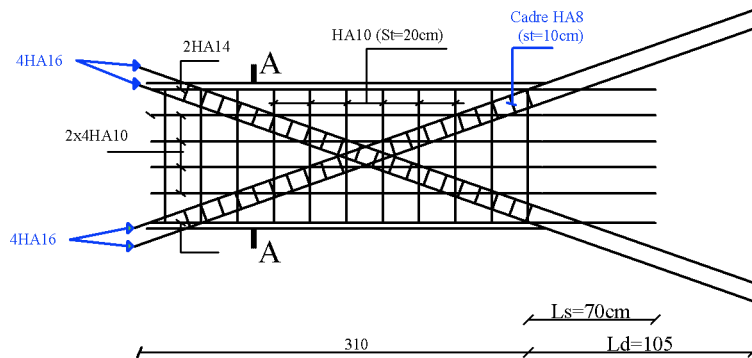
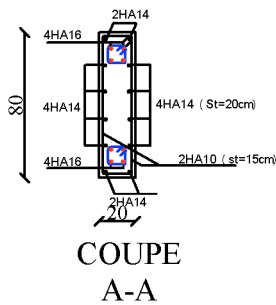
REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZ-OUZOU	
ETUDIER PAR: ALLOUZI ZAHRA ABDELLI RACHIDA	FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
DIRIGER PAR: Mme:AKWOUSSI	Echelle : 1/50
Promotion: 2015-2016	

Ferrailage des linteaux longitudinaux de 3.10m : (VLX5 ,VLX6)

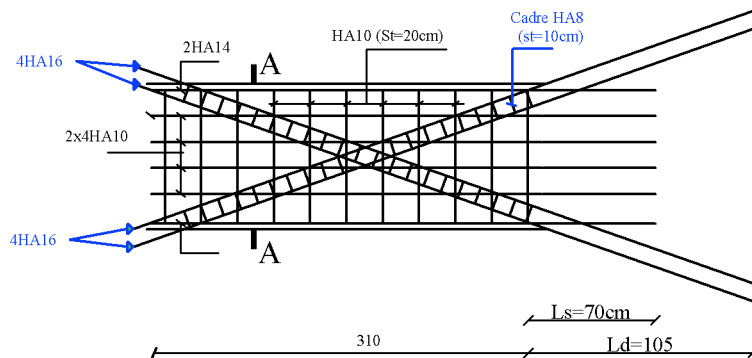
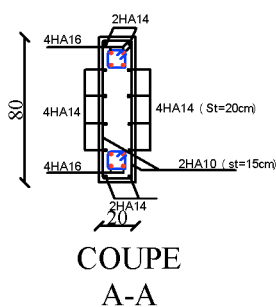
ZONE I



ZONE II



ZONE III



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : Abdelli Rachida
Melle : Aïoui zahia

DIRIGE PAR :

Mme:Akmoussi

TITRE :

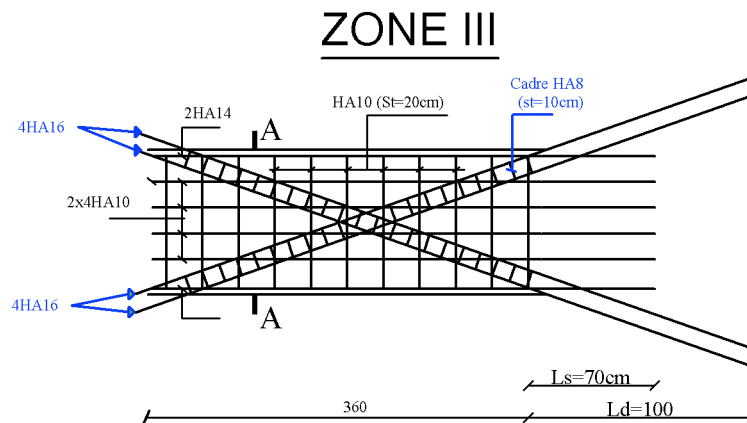
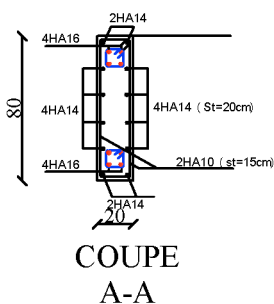
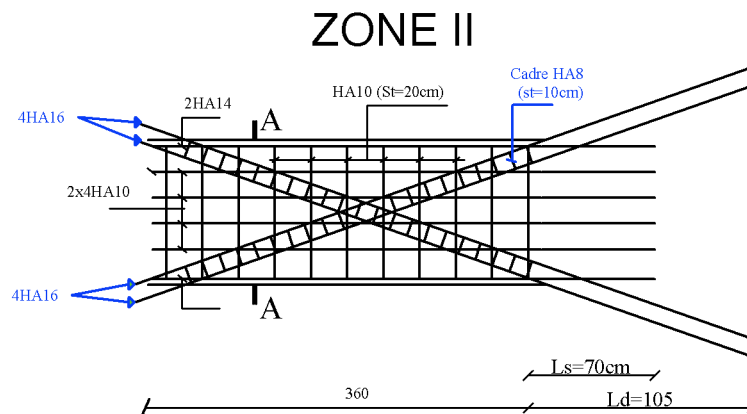
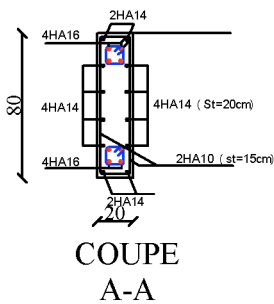
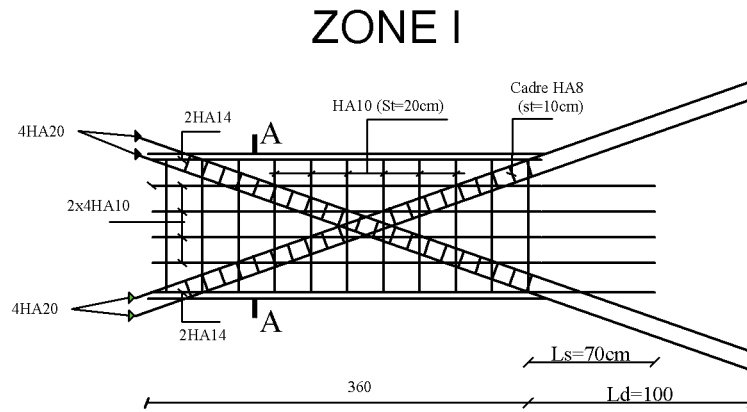
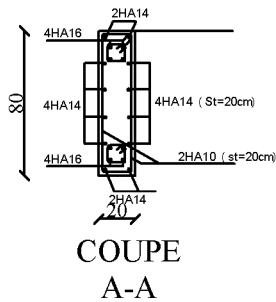
Ferrailage des linteaux
longitudinaux de 3.10m (VLX5,VLX6)

PROMOTION : 2015/2016

PLANCHE N°

ECHELLE :

Ferrailage des linteaux longitudinaux de 3,6m : (VLX1.VLX2)



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle : Abdelli Rachida
Melle : Alloui Zahia
DIRIGE PAR :
Mme:Akmoussi

TITRE :
Ferrailage des linteaux
longitudinaux de 3.6m (VLX1.VLX2)

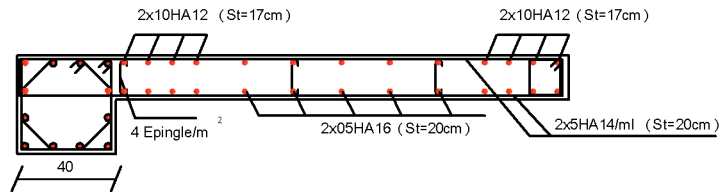
PROMOTION : 2015/2016

PLANCHE N°

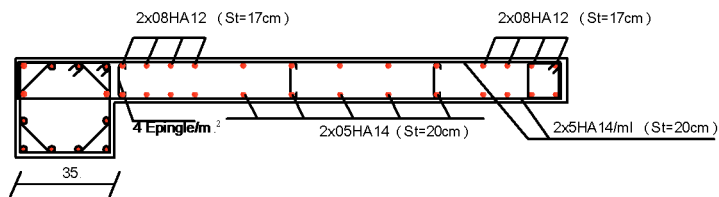
ECHELLE :

Ferrailage des voiles de 2.60m : (VLX4)

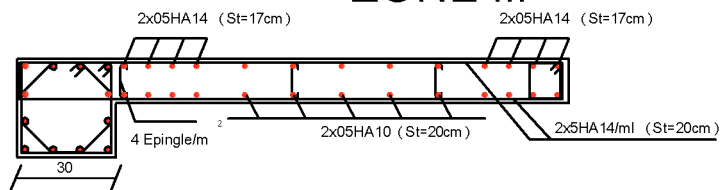
ZONE I



ZONE II



ZONE III

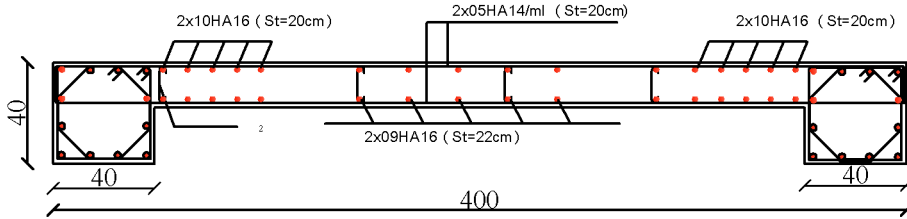


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

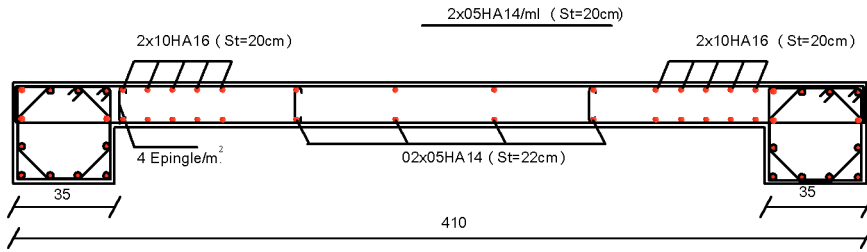
<p>ETUDIE PAR : Melle : Abdelli Rachida Melle: Alioui Zahia</p>	<p>TITRE : Ferrailage des voiles VLX4</p>	
<p>DIRIGE PAR : Mme: Akmoussi</p>	PROMOTION : 2015/2016	PLANCHEN°
		ECHELLE

Ferrailage des voiles de 4.00m : (VLY1.VLY4)

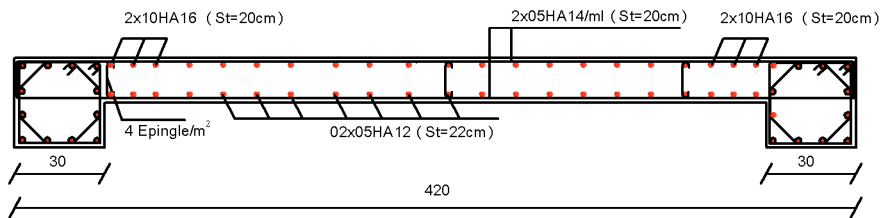
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle:Abdelli Rachida
Melle: Aïoui Zahia
DIRIGE PAR :
Mme:Akmoussi

TITRE :
Ferrailage des voiles VLY1.VLY4

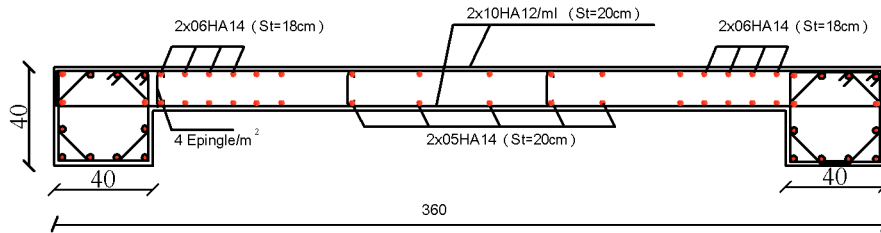
PROMOTION : 2015/2016

PLANCHE N°

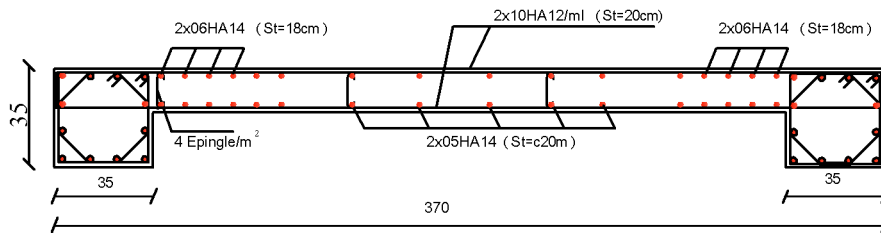
ECHELLE

Ferrailage des voiles de 3.60m : (VIX1,VLX2)

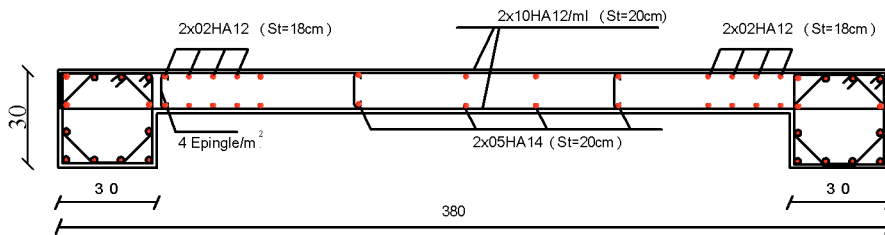
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

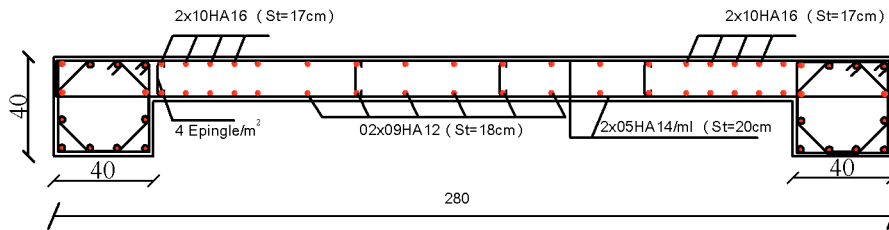
ETUDIE PAR :
Melle: Abdelli Rachida
Melle: Aïoui Zahia
DIRIGE PAR :
Mme: Akmoussi

TITRE :
Ferrailage des voiles VLX1.VLX2

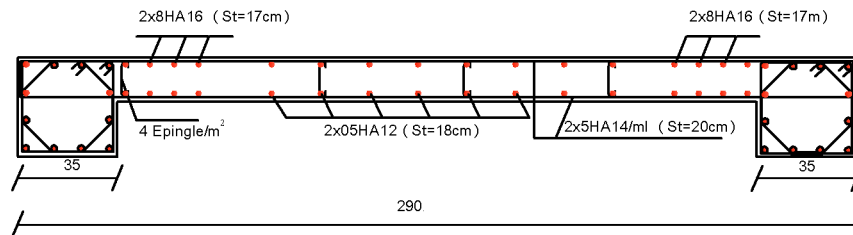
ECHELLE

Ferrailage des voiles transversaux de 2.80m : (VLY2,VLY5)

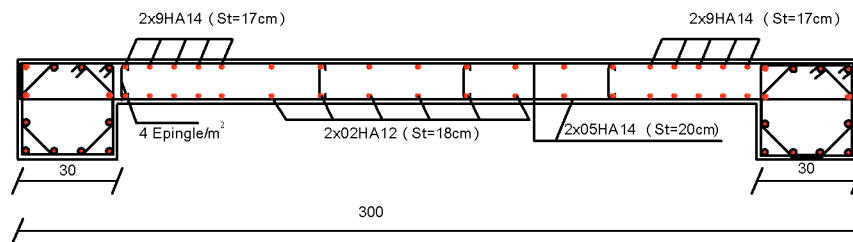
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle: Abdelli Rachida

Melle: Alioui Zahia

DIRIGE PAR :

Mme: Akroussi

TITRE :

Ferrailage des voiles VLY2,VLY5

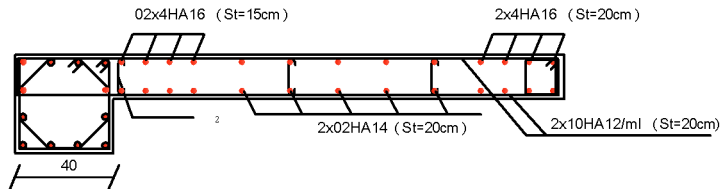
PROMOTION : 2015/2016

PLANCHEN°

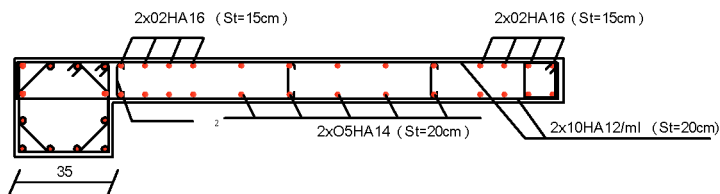
ECHELLE

Ferrailage des voiles de 1.00m : (VLX3)

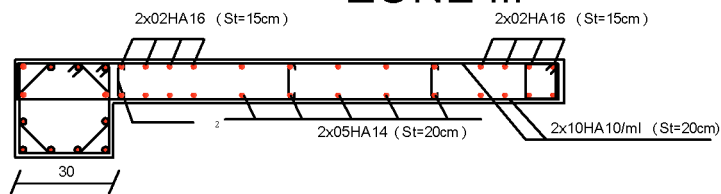
ZONE I



ZONE II



ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle: Abdelli Rachida
Melle: Aïoui Zahia
DIRIGE PAR :
Mme: Akmoussi

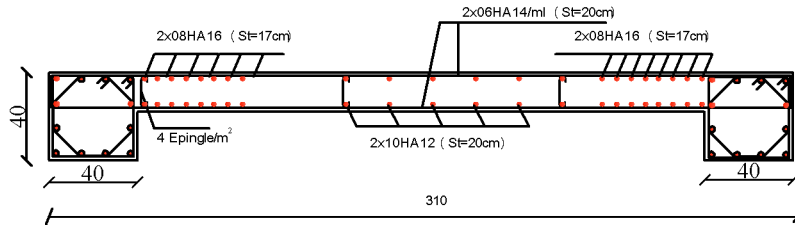
TITRE :
Ferrailage des voiles VLX3

PROMOTION : 2015/2016

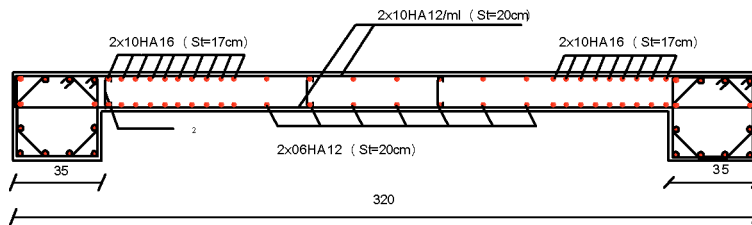
PLANCHEN°

ECHELLE

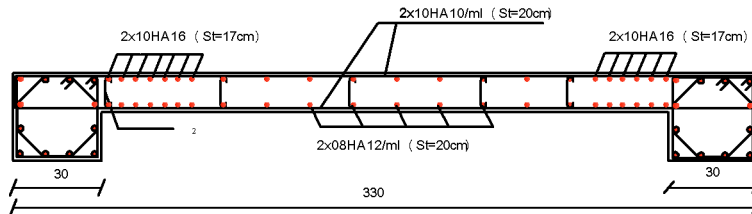
Ferrailage des voiles de 3.10m : (VLX5,VLX6)



ZONE I



ZONE II



ZONE III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle : Abdell Rachida
Melle : Aloui Zahia
DIRIGE PAR :
Mme : Akmoussi

TITRE :
Ferrailage des voiles VLX5,VLX6

PROMOTION : 2015/2016

PLANCHE N°

ECHELLE

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elle sont réalisées près de la surface ;les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VIII.1.Etude du sol de fondation.

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.à 1.5m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VIII.3. Dimensionnement :**a)Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC .

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré).}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

A : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

Ns : effort normal à l'ELS .

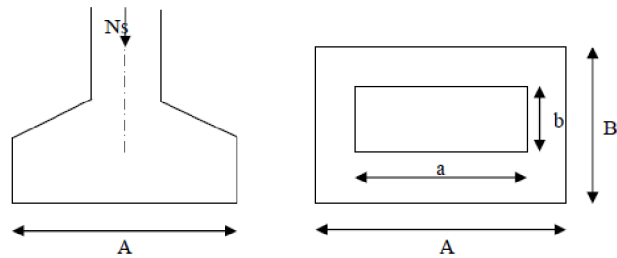


Figure VIII.1 : Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1507,82 \text{ KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2\text{bars} = 0,2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1507,82}{200}} \rightarrow B \geq 2,74\text{m}$$

On prend $B = 3 \text{ m}$.

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

Semelles sous poteaux :

❖ hypothèses de calcul :

- 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 plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissants sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

-Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times ei + \sum Mi}{R}$

-Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- $e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

- $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \quad ; \quad \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

-Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{sol}}$$

Application: exemple de calcul (sens y file B)

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
C2	1385,53	-8,3	-11499,9	0,839
C10	926,77	-4,05	-3753,4	6,443
C18	1231,85	-1,25	-154,8	0,231
C26	696,72	2,75	1915,98	9,985
C33	595,54	5,55	3305,2	-0,04
C39	429,84	8,8	3782,5	0,648
Somme (R)	5266,25	/	-6404,4	18,106

Tableau VIII.1 : Détermination de la résultante des charges.

1) Détermination de la résultante des charges R :

$$R = \sum N_i = 5266,25 \text{ KN}$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-6404,4 + 18,106}{5266,25} = -1,21 \text{ m}$$

$$e = -1,21 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4,25}{6} = 0,71 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5266,25}{17,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 425,73 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = 300,9 \times \left(1 + \frac{6 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 176,07 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = 300,9 \times \left(1 + \frac{3 \times (-1,21)}{17,5}\right) = 238,48 \text{ KN/m}$$

3) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \frac{238,48}{200} = 1,19 \text{ m}$$

On prend **B= 1,20 m**

On aura : $S_s = B \times L = 1,2 \times 17,5 = 21 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 21 \times 6 + (11,45 \times 1,2) \times 2 = 153,48 \text{ m}^2$$

Semelles sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0,2\text{MPa}$)

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens longitudinal

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m ²)
VL1	5584,02	4	6,9	27,6
VL2	3046,1	1,9	8	15,2
VL3	6096,32	1,8	16,9	30,42
VL4	1944,42	2,3	4,22	9,7
Somme				82,9

Tableau VII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

Sens transversal :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m ²)
VT1	6143,53	4,25	7,22	41,65
VT2	4325,62	4	5,4	21,6
VT3	1475,02	2,1	3,5	7,35
VT4	2191,14	3,25	3,37	10,95
Somme				81,55

Tableau.VIII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 82,9 + 112,2 = 195,1 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 153,48 + 195,1 = 348,58 \text{ m}^2.$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = (25 \times 11,45) + (18,6 \times 6,05) = 398,78 \text{ m}^2.$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{348,58}{398,78} = 0,874 \%$$

La surface totale des semelles représente 87,4 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VIII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a) Pré-dimensionnement du radier :❖ **Epaisseur du tablier (La dalle) :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

h_d : épaisseur de la dalle .

L_{\max} : portée maximale.

On prend : **$h_d = 30 \text{ cm}$**

❖ **La nervure (poutre) :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 90 \text{ cm}$**

Largeur de la nervure **b_n** :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend **$b_n = 50 \text{ cm}$** .

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure ;

$h_d = 30 \text{ cm}$ Epaisseur de la dalle ;

$b_n = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

VIII-I-6 Détermination des efforts:**VII-I-6-1 Charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente : $G = 53182,14 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 9096,28 \text{ KN}$

➤ **Combinaison d'actions :**

$$L'ELU : N_u = 1,35 G_t + 1,5 Q_t = 1,35 \times 53182,14 + 1,5 \times 9096,28 = 85440,3 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$ELU : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{85440,3}{2 \times 200} = 213,6 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{batiment}} = 398,78 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 213,6 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max (45 ; 30\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{deb}}$

Avec : $S_{\text{deb}} = 85 \times 0,5 = 42,5 \text{ m}^2$

Donc : $S_{\text{rad}} = 398,78 + 42,5 = 441,3 \text{ m}^2$

VIII.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :**❖ Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 53182,14 \text{ KN}$

• Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (441,3 \times 0,3) \times 25 = 3309,7 \text{ KN}$$

• Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_n = 0,5 \times (0,9 - 0,3) \times [(25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2)] \times 25$$

$$P_n = 1988,25 \text{ KN}$$

❖ Poids de TVO :

ρ : poids volumique du remblai .

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

Avec : $S_{\text{ner}} = 0,5 [(25 \times 4) + (18,6 \times 2) + (17,5 \times 6) + (11,45 \times 2)] = 132,55$

$$P_{\text{TVO}} = (441,3 - 132,55) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = 3149,25 \text{ KN}$$

• Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = (441,3 - 132,55) \times 0,1 \times 25 = 771,8 \text{ KN. } (e_p = 10\text{cm}).$$

DONC : $G_{\text{rad}} = 9219 \text{ KN}$

❖ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 9096,28 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 441,3 = 2206,5 \text{ KN.}$ (Surcharge sur le radier).

❖ **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bât}} = 9219 + 53182,14 = 62401,1 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bât}} = 2206,5 + 9096,28 = 11302,8 \text{ KN}$$

❖ **Combinaison d'actions:**

A L'ELU :

$$N_{\text{Utotal}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 62401,1 + 1,5 \times 11302,8 = 101195,6 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,4 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8,25 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{25 \times 11,45^3}{12} + \frac{18,6 \times 6,05^3}{12} = 3470,5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{11,45 \times 25^3}{12} + \frac{6,05 \times 18,6^3}{12} = 18153 \text{ m}^4$$

b) **Vérifications :**

- **Vérification à la contrainte de cisaillement :** (BAEL91/Art A.5.1.211)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b=1 \text{ m} \quad ; \quad d=0,9 h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{radier}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{101195,6 \times 1}{441,3} \times \frac{4,25}{2} = 487,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{487,3}{1 \times 0,27} = 1804,8 \text{ KN/m}^2 = 1,8 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est

sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_{xx} , I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

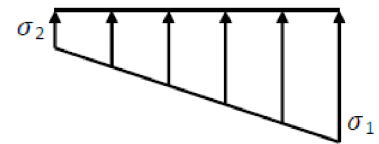
Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$L'ELU : \quad \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol} \quad (RPA99/2003 \text{ Art.10.1.4.1})$$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V \text{ Fig.}$$



VIII.2. Diagramme des contraintes

• Sens longitudinal :

$$M_{0x} = 3749,3 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0x} = 2508,76 \text{ KN}$$

$$N_u = 101195,6 \text{ KN}$$

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 3749,3 + 2508,76 \times 0,9 = 6007,2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{101195,6}{441,3} + \frac{6007,2}{18153} \times 12,4 = 233,4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{101195,6}{441,3} - \frac{6007,2}{18153} \times 12,4 = 225,2 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \quad \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 233,4) + 225,2}{4} = 231,3 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

• Sens transversal :

$$M_{0y} = 3783,2 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_{0y} = 2770,24 \text{ KN}$$

$$N_u = 101195,6 \text{ KN}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 3783,2 + 2770,24 \times 0,9 = 6276,4 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{101195,6}{441,3} + \frac{6276,4}{3470,54} \times 8,25 = 244,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{101195,6}{441,28} - \frac{6276,4}{3470,54} \times 8,25 = 214,4 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 244,2) + 214,4}{4} = 236,7 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée.

VIII.6. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

1) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

1^{er} cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

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 grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

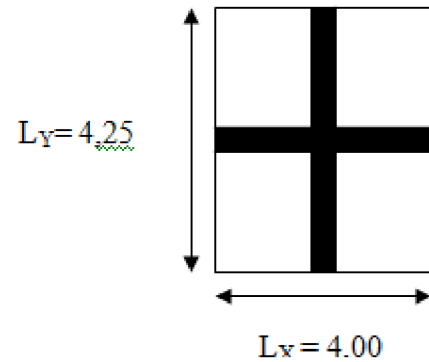
Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94$$

$0,4 \leq \rho = 0,94 \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**La contrainte moyenne max:**

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 236,7 \text{ KN/m}^2$$

Fig. VIII.3. Entre axes du panneau le plus sollicité

$$q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (236,7 - 1,35 \cdot \frac{9219}{441,3}) = 208,5 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul:**

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 \quad ; \quad \rho = 0,94$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 208,5 \times 4^2 = 139,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,864 \times 139,7 = 120,7 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0,3M_x \text{ Pour un appui de rive.} \\ 0,5M_x \text{ Pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_{travée} \begin{cases} 0,85M_x \text{ Pour une travée de rive.} \\ 0,85M_x \text{ Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_x = 139,7 \text{ KN.m et } M_y = 120,7 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

- de rive :

$$M_x^a = 0,3 M_x = 0,3 \times 139,7 = 41,9 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = 0,3 \times 120,7 = 36,2 \text{ KN.m}$$

- intermédiaire:

$$M_x^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 139,7 = 69,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 M_y = 0,5 \times 120,7 = 60,3 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 139,7 = 118,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 120,7 = 102,6 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :**

- **Sur appuis :**

on choisit (M_x^{\max}) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69,8 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,067 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,067 \rightarrow \beta_u = 0,9655$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69,8 \times 10^3}{0,9655 \times 27 \times 348} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **6HA14 = 9,24 cm²/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{118,7 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,115 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,115 \rightarrow \beta_u = 0,9385$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{118,7 \times 10^3}{0,9385 \times 27 \times 348} = 13,46 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferraillage adopté : **7HA16 = 14,06 cm²/ml.** Avec un espacement de 14 cm

❖ **Ferraillage transversal suivant le sens y-y :**

- **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60,3 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{60,3 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : **6HA14 = 9,24 cm²/ml.** Avec un espacement de 16 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{102,6 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,099 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,099 \rightarrow \beta_u = 0,9475$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{102,6 \times 10^3}{0,9475 \times 27 \times 348} = 11,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : **7HA16 = 14,06 cm²/ml.** Avec un espacement de 14 cm

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{min} \geq 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,94}{2} \right) = 2,47 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$A_x^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^a = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_x^t = 14,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y^t = 14,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Espacement des armatures (Art A.8.42 BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 30 ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 33\text{cm.}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min (4h_d ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 30 ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 16 \text{ cm et } 14 \text{ cm} \leq 45\text{cm.}$$

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 50cm, soumise à une charge uniformément répartie.

a) Sollicitation de calcul :**ELU :**

$$q_u = 208,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{208,5 \times (0,5)^2}{2} = 26,06 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures a l'ELU :

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 27\text{cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,08 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,025 \quad \rightarrow \quad \beta_u = 0,9875$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,08 \times 10^6}{0,9875 \times 270 \times 348} = 281 \text{ mm}^2 = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St=25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,51}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ($A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$) Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

3) Ferrailage de la nervure :

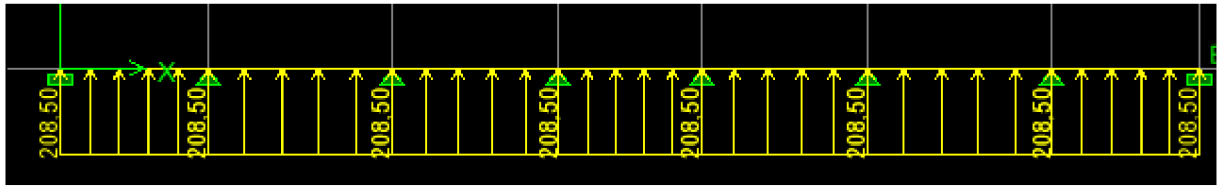
Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

$$h = 90 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

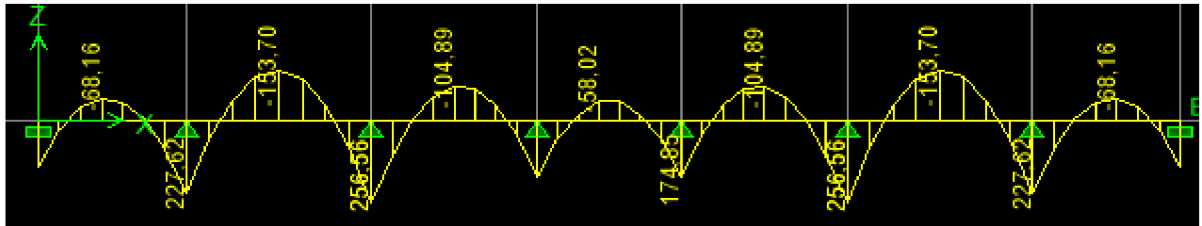
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

a) Détermination des efforts :

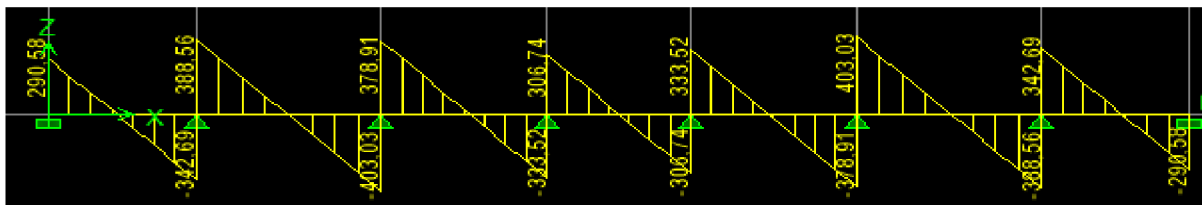
Sens longitudinal (x-x) :



FigVIII.5. Le chargement à ELU

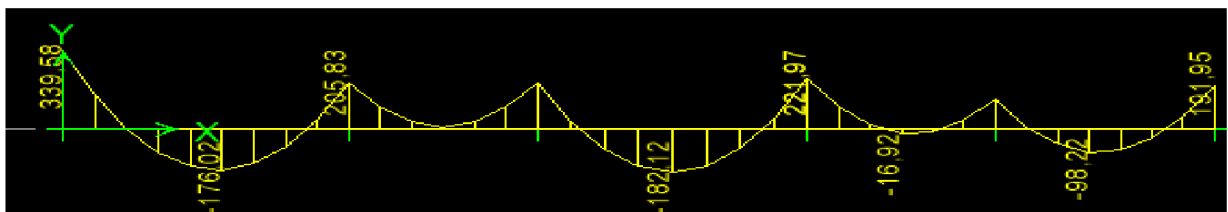


FigVII.5. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

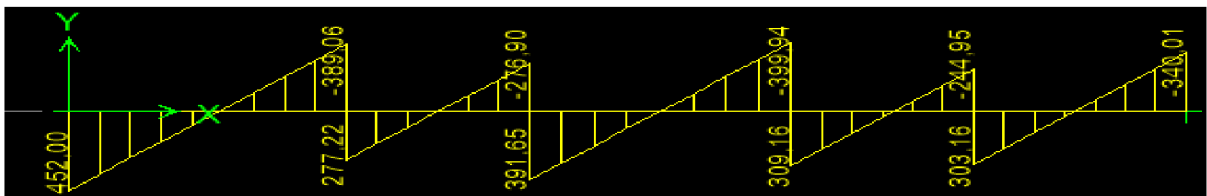


FigVIII.6. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

Sens transversale (y-y) :



FigVIII.7. Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m



FigVIII.8. Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

a) Sollicitations maximales :**Sens longitudinal :**

$$M_{tu \max} = 153,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 256,56 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 403,03 \text{ KN}$$

Sens transversal :

$$M_{tu \max} = 182,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{au \max} = 339,58 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 452 \text{ KN}$$

b) Calcul du ferrailage des nervures :

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 50 \text{ cm}; \quad h = 90 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MP}$$

			M (KN.m)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{ado} (cm ²)
ELU	Longitudinal	Appui	256,56	0,05	0,974	8,9	4HA20	12,56
		Travée	153,70	0,029	0,9855	8,8	4HA20	12,56
	Transversal	Appui	339,58	0,066	0,966	8,97	4HA20	12,56
		Travée	182,12	0,035	0,9825	6,26	4HA20	12,56

- **Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5,13 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

- ❖ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,6 \text{ mm} \quad \text{soit : } \varnothing_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_l \right) = \min (22,5 ; 24) = 22,5 \text{ cm.}$$

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

- **En zone courante :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm.}$$

On prend $s_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales :**

- **En zone nodale :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

- **En zone courante :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2cadres).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

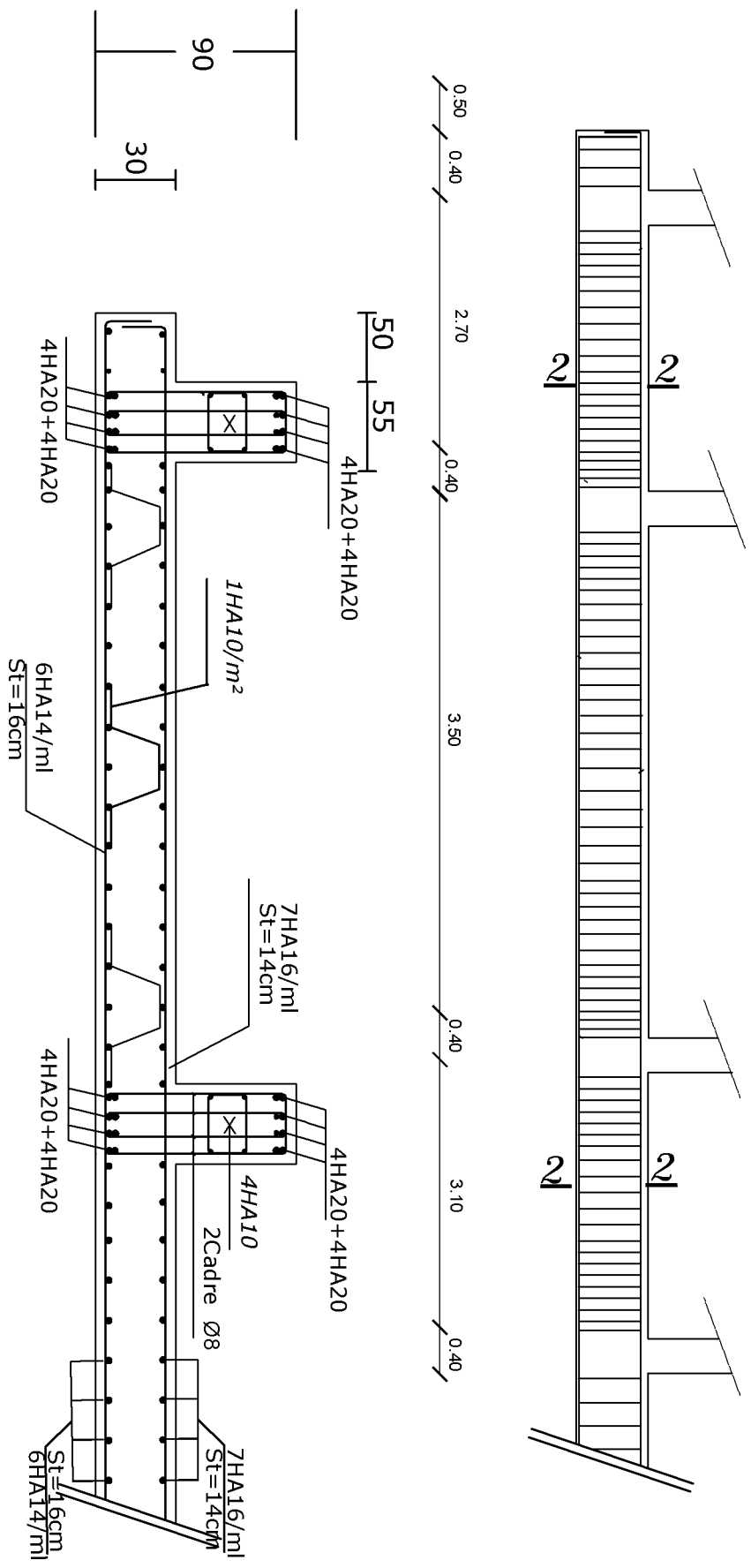
Avec : $T_{u \max} = 473,52 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{452}{50 \times 85} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\varnothing 4$ avec des épingles $\varnothing 8$

FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 90) sens transversale



Ferrailage du radier général

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE PAYS LIBRES MINISTERE DE L'ENERGIE MINERALIERES	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMACHE EL BACHOU ETUDIANTS DIRECTION MINERALIERES	
PAYS LIBRES MINISTERE DE L'ENERGIE MINERALIERES	
Promotion: 2015/2016	

Conclusion Générale

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETAPS, Auto CAD que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements:

- ✚ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✚ Règles de Conception et de Calcul des Structures-BétonArméCBA93.
- ✚ Règles de Calcul de Béton Armé Aux EtatsLimitesBAEL91.
- ✚ Document technique règlementaire DTRB.C.2.2.
- ✚ Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- ✚ Cours de béton armé.....Abdelhak Barak
- ✚ Ouvrages en béton armé..... H.Renaud

- ✚ Tables de Pigeau de table de calcule a l'ELU et l'ELS.
- ✚ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ✚ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.