

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 2 en génie civil.
Option : construction civile et industriel.

THEME

*Etude d'une structure d'un batiment
(R+8+S.sol) à usage multiple*



Etudié par : M^R KHELIL DJALAL
M^R MOUSSOUNI TARIK

Dirigé par : M^R HARMIM .M

Promotion 2013/2014

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant de nous avoir accordé santé et courage pour accomplir ce travail.

Nous aimons exprimer à notre promoteur M^r HARMIM , notre sincère reconnaissance, pour avoir accepté de Nous encadrer et d'avoir dirigé ce présent travail, qu'il soit assuré de notre profonde gratitude pour toute l'aide et les précieuses orientations qu'il a su nous apporter.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury d'avoir accepté la présidence du jury.

Nous remercions aussi tous qui ont participé d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes la promotion de 2013/2014.

Dédicaces

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :

A mes très chers parents.

A mon cher frère, sa femme et leur petit enfant

A ma chère sœur.

A tous les cousins et cousines.

A tous mes amis (es).

A Toutes la promotion 2013 / 2014

A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.

Cordialement DJALAL.

Dédicaces

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :

A mes très chers parents.

A mes chères sœurs.

A tous les cousins et cousines.

A tous mes amis (es).

A Toutes la promotion 2013 / 2014

A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.

Cordialement Tarik.

Sommaire

Chapitre I : Présentation et caractéristique de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	12
Chapitre III : Présentation du logiciel ETABS	32
Chapitre IV Vérification des conditions du RPA	48
Chapitre V : Ferrailage des poteaux	56
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	68
Chapitre VII : ferrailage des voiles.....	92
Chapitre VIII : étude de l'infrastructure	106
Chapitre IX : calcul de mur plaque	118
Conclusion	
Annexe	
Calcul des éléments	
Charpente.....	1
Plancher corps creux	7
Balcon	27
Escaliers.....	33
Poutre palière.....	66
Salle machine	76
Bibliographie	

Liste des figures

Chapitre I:

Fig 1-I: Schéma d'escalier 2

Fig 2-I: Schéma de la toiture 3

Chapitre II :

Fig1- 1 -1-II: Coupe transversal du plancher ES, 1, 2, 3, 4, 5, 6,7..... 12

Fig 2-II : Schéma des sections pour les poutres principales et secondaires 14

Fig 3-II : Coupe des voiles en plan 15

Fig 4 II : Coupe verticale du plancher courant 18

Fig 5-II : Coupe verticale d'un mur extérieur..... 20

Fig 6 II: Eléments constituant la dalle pleine 21

Chapitre V :

Fig 1-V : Schéma ferrailage poteaux (45x45) zone I..... 60

Fig 2-V : Schéma ferrailage poteaux (45x45) zone II 60

Fig 3-V : Schéma ferrailage poteaux (40x40) zone III 61

Chapitre VI :

Fig 1-VI : ferrailage de la poutre doublement armée 70

Fig 2-VI : Exemple de ferrailage PP s.sol loin des voiles..... 73

Fig 3-VI : Exemple de ferrailage PP s.sol sous voiles 75

Fig 4-VI : Exemple de ferrailage PS s.sol loin des voiles 76

Fig 5-VI : Exemple de ferrailage PS s.sol sous voiles.....	78
---	-----------

Annexe :

Figure I -1-1 : schéma de chargement de la panne	2
Figure I -1-2 Schéma statique de la panne.....	2
Figure I -1-3 : Schéma de chargement du chevron	4
Figure I -3-1 : schéma statique du balcon	27
Figure I -3-2 : Plan du ferrailage du balcon.....	32
Figure I -4-1 : Représentation schématique des escaliers.....	33
Figure I -4-3 : Vue en plan de l'escalier	34
Figure I -4-2 : Coupe verticale de l'escalier	34
Figure I -4-4: Schéma statique de la volée	37
Figure I -4-4 : ferrailage de l'escalier étage courant	51
Figure I-4-4 : Schéma statique de la volée RDC	52
Figure I -1-5 : schéma statique de la poutre palière	66
Figure I -7-3 Ferrailage de la poutre de palière	75
Figure I-6-1 : Coupe transversale de la dalle de la salle machine	81

Liste des tableaux

Chapitre I:

Tab 1- I : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de

l'action considérée 6

Chapitre II :

Tab 1-II : Vérification des conditions exigées par le RPA..... 13

Tab 2-II : Charges revenant à la toiture 18

Tab 3-II : Charges revenant au Plancher dernier étage (corps creux) .. 18

Tab 4-II : Charges revenant au plancher étage courant 19

Tab 5-II : Charges revenant au plancher RDC 19

Tab 6 II : Charges revenant aux murs extérieurs..... 20

Tab 7-II : Charges revenant à la dalle pleine..... 21

Tab 8-II : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux
..... 24

Tab 9-II : Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres
..... 26

Tab 10-II : Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les
poutres après redimensionnement des poteaux..... 27

Tab 11-II : Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les
poutres après redimensionnement des poteaux..... 28

Tab 12-II : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) 12

Tab 12-II : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau	31
--	-----------

Chapitre V :

Tab 1-V : Ferrailage des poteaux loin des voiles	59
---	-----------

Tab 2-V : Tableaux récapitulatifs	64
--	-----------

Tab 3-V : Vérification des contraintes	67
---	-----------

Tab 4-V : Résumé ferrailage des poteaux	67
--	-----------

Chapitre VI :

Tab 1-VI : ferrailage de la poutre principale loin des voiles en travée ..	71
---	-----------

Tab 2-VI : ferrailage de la poutre principale loin des voiles au appuis .	72
--	-----------

Tab 3-VI : ferrailage de la poutre principale sous voiles en travée	73
--	-----------

Tab 4-VI : ferrailage de la poutre principale sous voile au appuis	74
---	-----------

Tab 5-VI : ferrailage de la poutre secondaire loin des voiles en travée .	75
--	-----------

Tab 6-VI : ferrailage de la poutre secondaire loin des voiles au appuis.	75
---	-----------

Tab 7-VI : ferrailage de la poutre secondaire sous voiles en travée.....	76
---	-----------

Tab 8-VI : ferrailage de la poutre secondaire loin des voiles au appuis.	77
---	-----------

Tab 9-VI : Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS	85
---	-----------

Tab 10-VI : Vérification du Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.....	86
--	-----------

Tab 11-VI : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS	86
---	-----------

Tab 12-VI : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS	87
--	-----------

Tab 13-VI : Vérification de la flèche en travées des poutres principales....	90
---	-----------

Tab 14-VI : Vérification de la flèche en travées des poutres secondaire	91
---	-----------

Chapitre VII :

Tab 1- VII : ferrailage des raidisseurs	101
--	------------

Tab 2- VII : ferrailage du VL1	102
---	------------

Tab 3- VII : ferrailage du VL4	103
---	------------

Tab 4- VII : ferrailage du VT1	105
---	------------

Chapitre VIII :

Tab 1-VIII : Sollicitations sur la semelle.....	108
--	------------

Tab 2-VIII : Surface des semelles filantes sous voiles.....	109
--	------------

Tab 3-VIII : Sollicitations sur la poutre de rigidité	111
--	------------

Tab 4-VIII : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis	112
--	------------

Tab 5-VIII : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.....	112
--	------------

Tab 6-VIII : Vérifications des contraintes aux appuis.....	115
---	------------

Tab 7-VIII : Vérifications des contraintes en travée	115
---	------------

Chapitre IX :

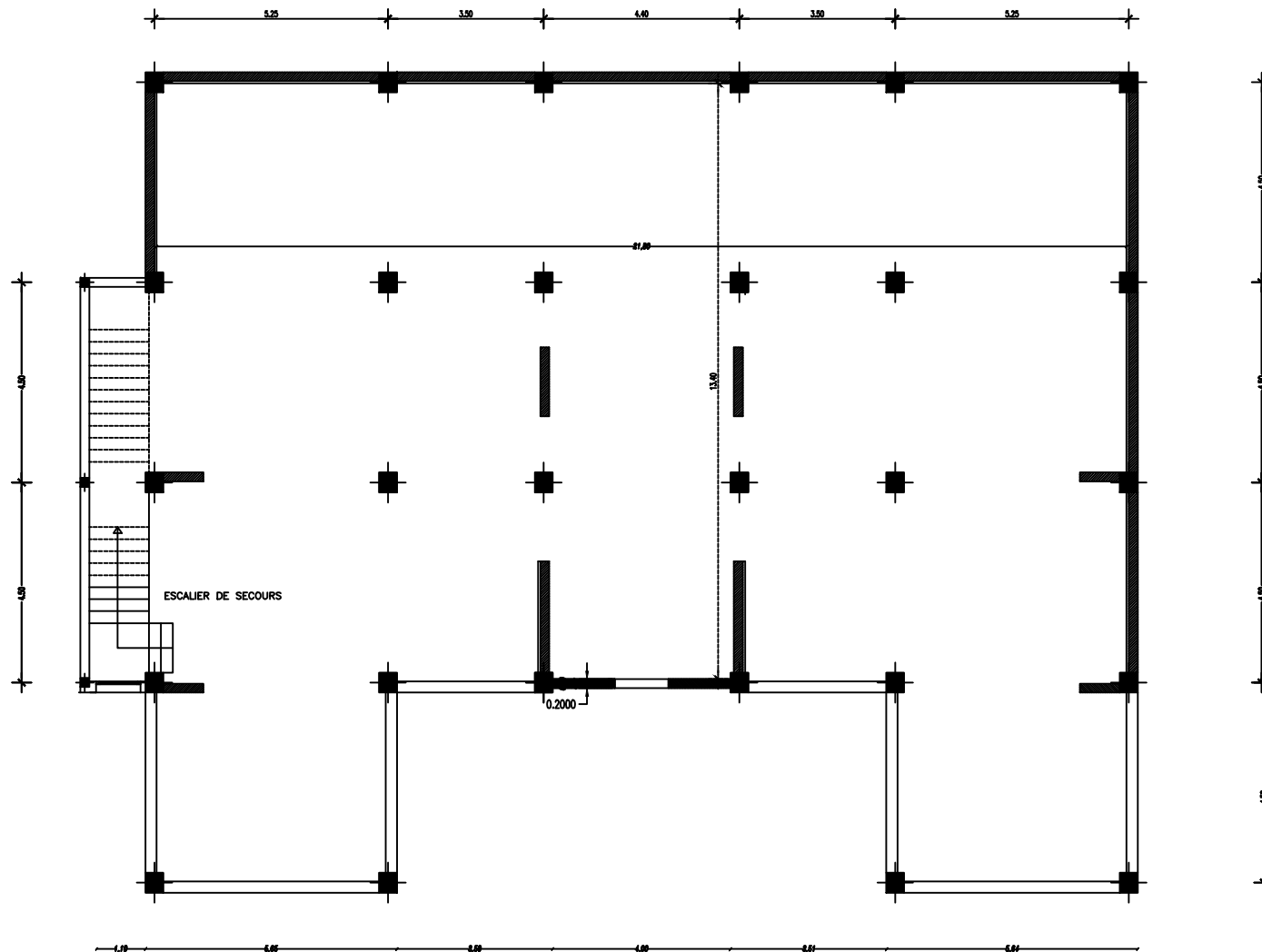
Tab 1-IX : Ferrailage du mur plaque	121
--	------------

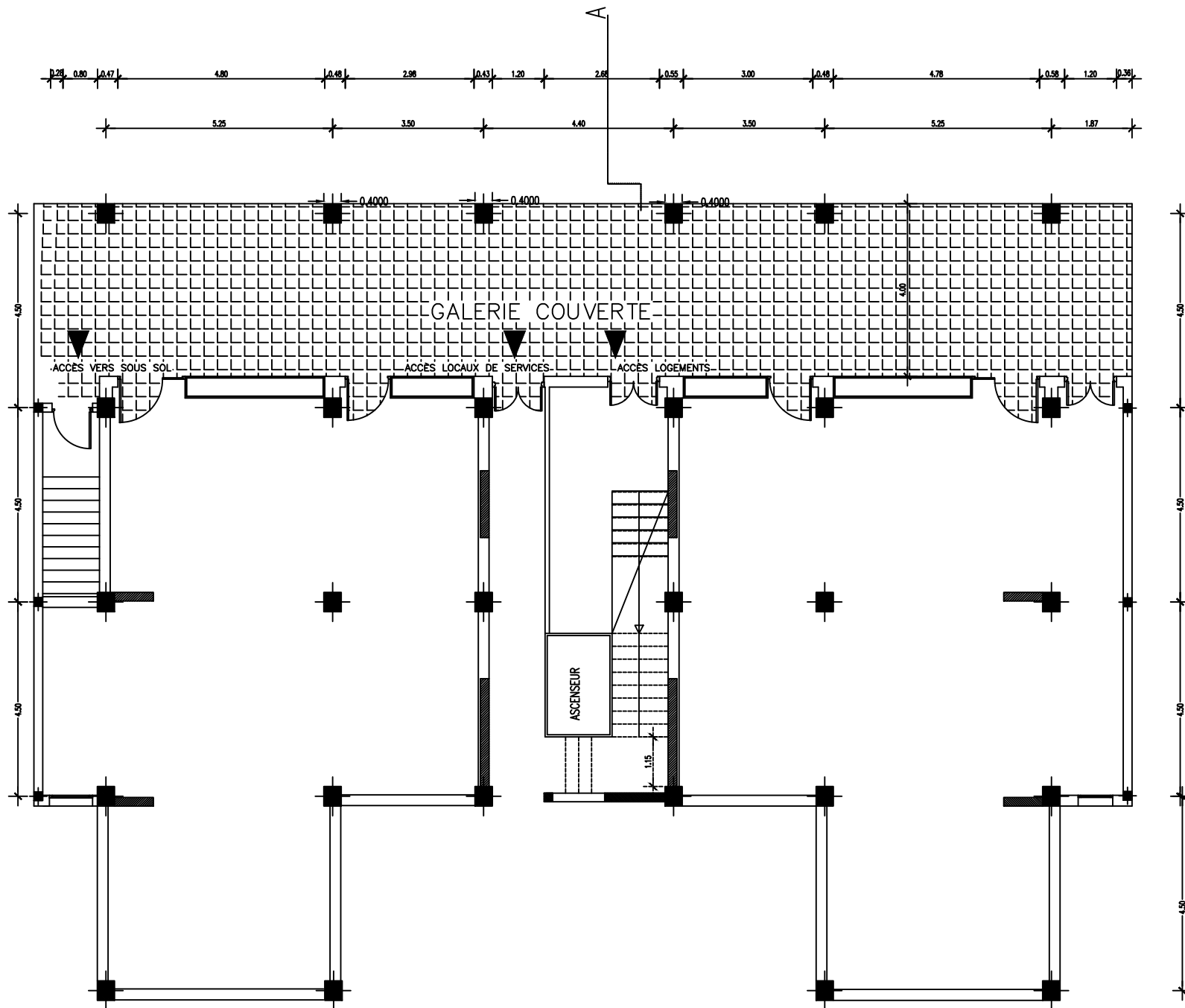
Tab 2-IX : vérification des contraintes à l'ELS.....	122
---	------------



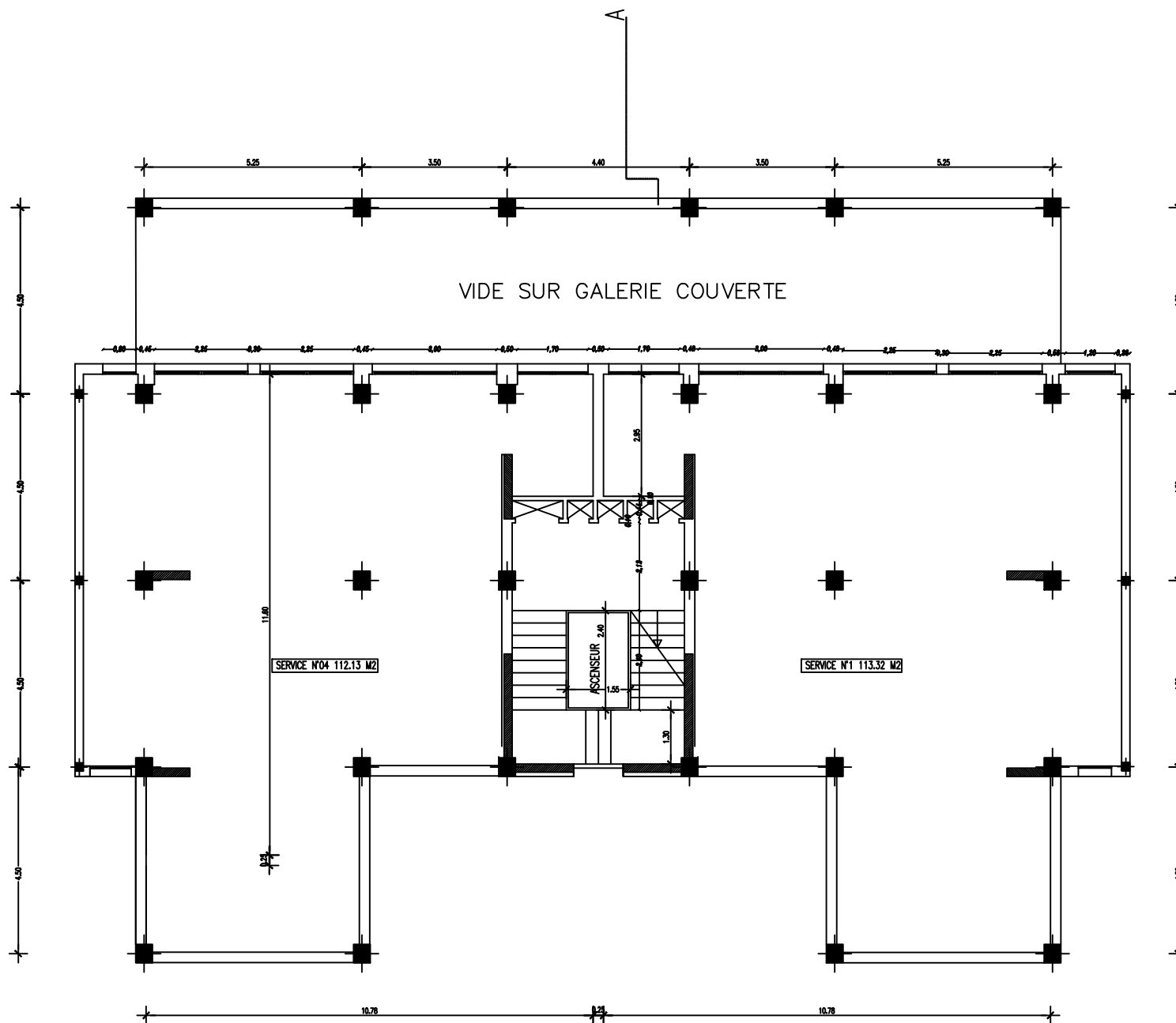
This architectural section drawing illustrates a multi-story building with a central staircase and a gabled roof. The drawing shows the internal structure, including walls, floors, and stairs. The roof is gabled, with a peak at the top. The building has multiple floors, each with rooms and a central staircase. The drawing is a black and white line drawing, showing the structural elements and the layout of the building. The staircase is a central feature, with steps leading up and down between floors. The rooms are rectangular and have doors leading to the staircase. The drawing also shows the foundation and the ground level. The overall style is a technical architectural drawing, with clear lines and labels for structural elements.

PLAN DU SOUS SOL

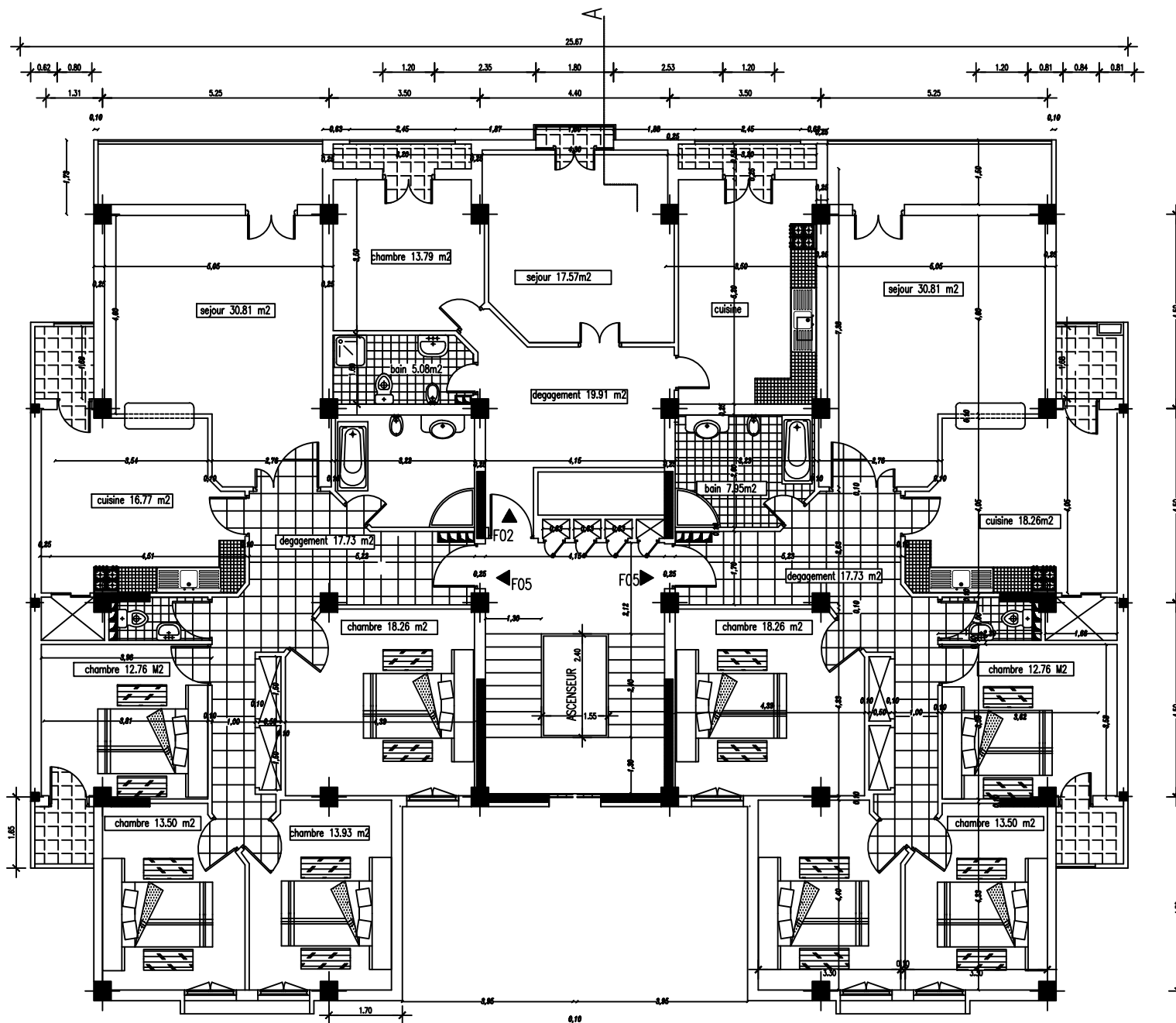




PLAN RDC

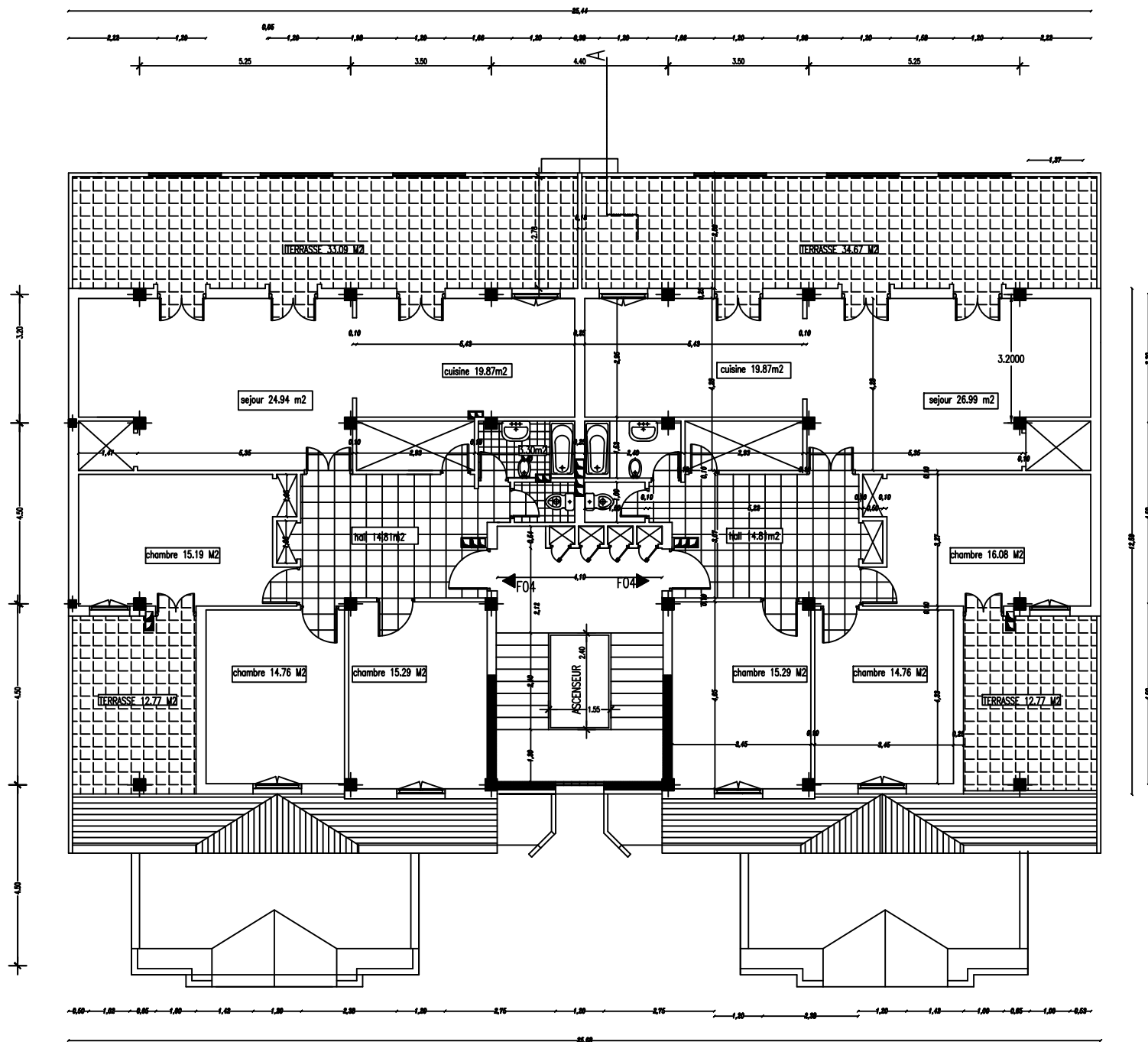


PLAN ETAGE SERVICES

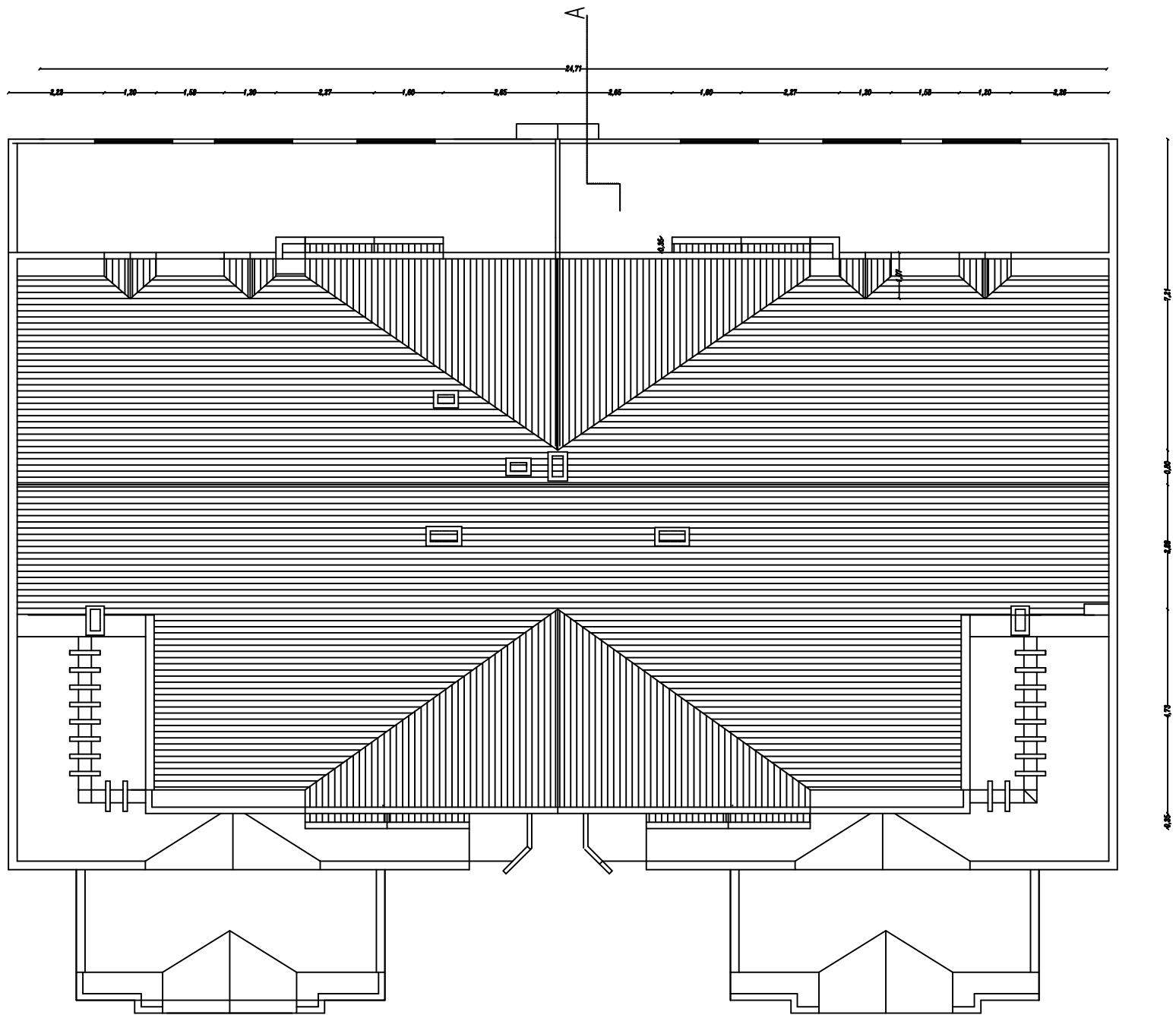


PLAN ETAGE 01,2,3,4





PLAN ETAGE ATTIQUE



PLAN DE TOITURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PROMOTION 2013-2014 PLANCHE N°

ETUDE PAR :
Mr KHELIL Djalal
Mr MOUSSOUNI Tarik

DIRIGE PAR :
Mr HARMIM

PROMOTION 2013-20

PLANCHE N°	ECHELLE:
------------	----------

REALISÉ PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

RDC

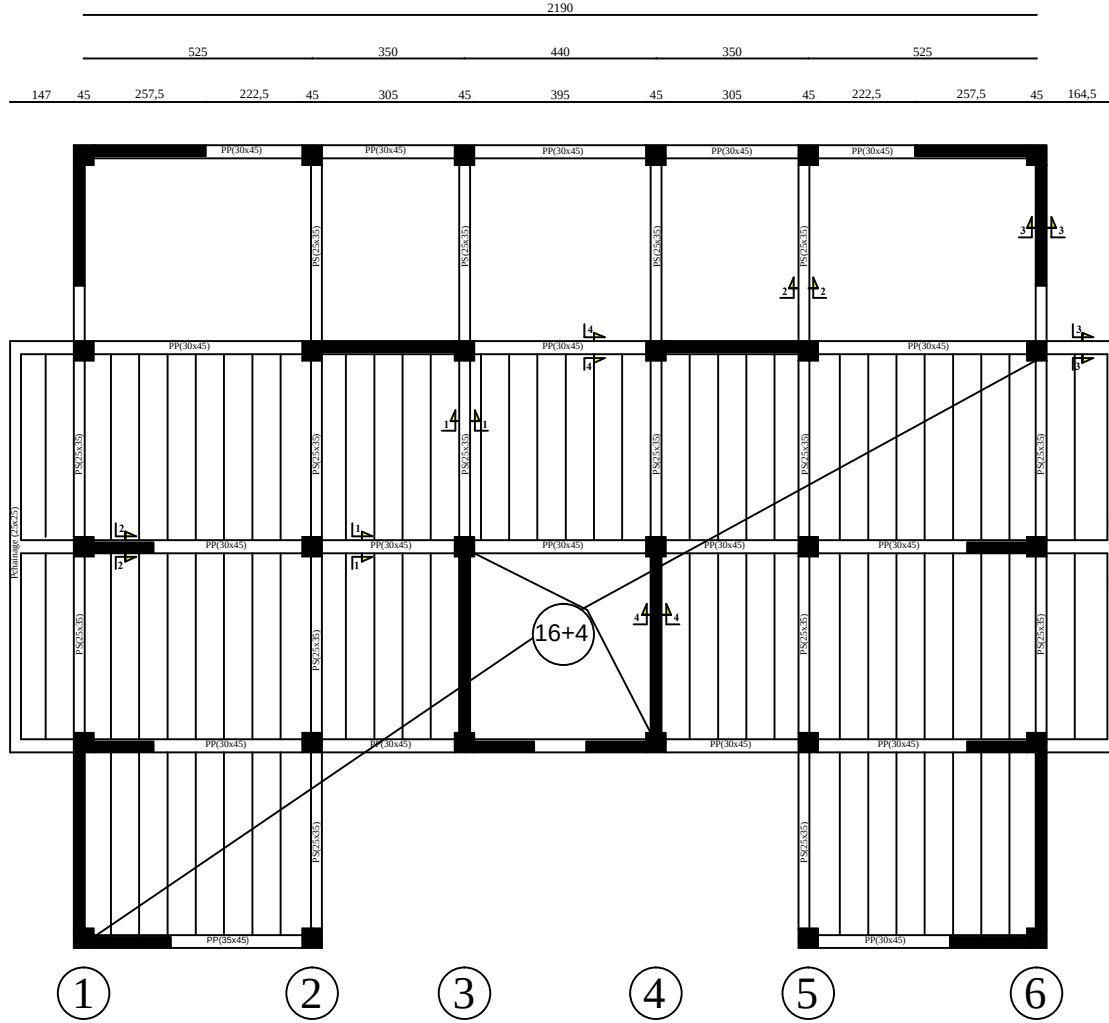
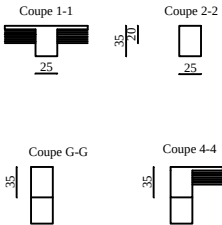
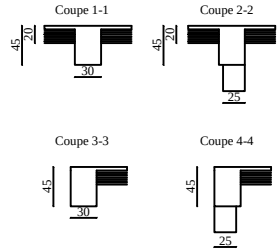


Etage service

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

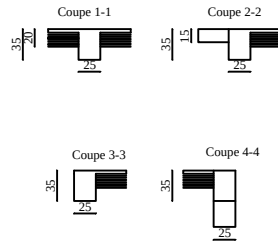


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr. KHELIL Djafar Mr. MOUSSOUNI Tanik	TITRE : Plan de coffrage
DIRIGE PAR : Mr. HARMIM	
PROMOTION : 2012-2014	LECHIELLE :

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISÉ PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



ECHELLE:

Etage 5

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

① ② ③ ④ ⑤ ⑥

525 350 440 350 525
45 257,5 222,5 45 305 45 395 45 305 45 222,5 257,5 45

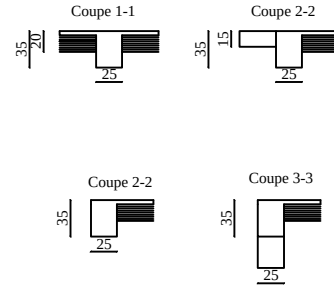
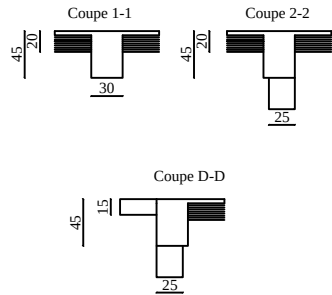
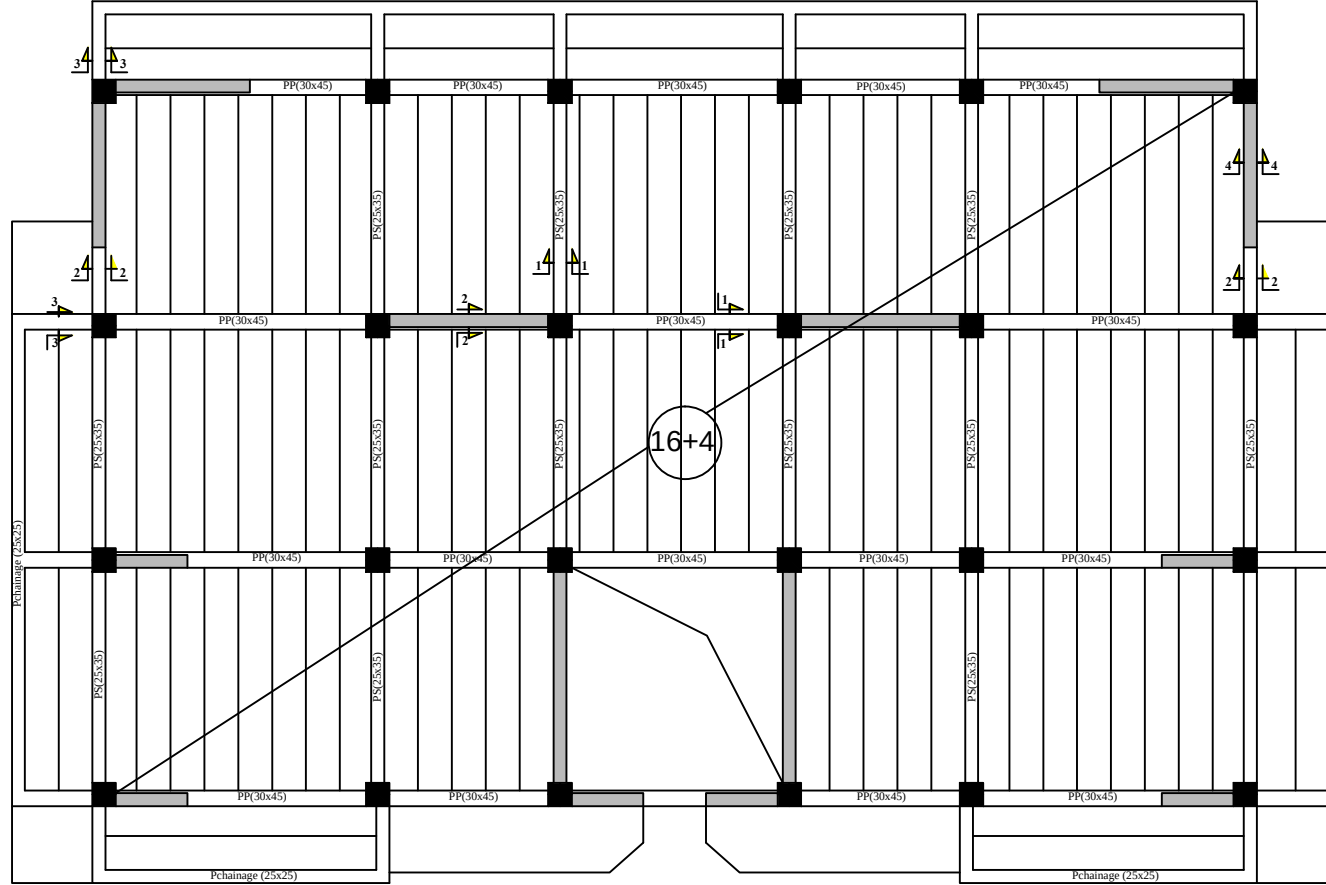
Ⓐ

Ⓑ

Ⓒ

Ⓓ

1350 450 450 405 45 147,5 45 277,5 45 150



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr KHELIL Djalal
Mr MOUSSOUNI Tarik
DIRIGE PAR :
Mr HARMIM
PROMOTION 2013-2014
TITRE :
Plan de coffrage
PLANCHE N°
ECHELLE :

Introduction

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions Civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines 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.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la Structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol d'assise. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 à ossature mixte contreventement mixte, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

I -Présentation et caractéristiques de l'ouvrage :

I-1-Présentation générale:

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal.

I-2-Présentation de l'ouvrage:

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+6+étage attique) à usage multiple (Commerces, bureaux et habitation); ce bâtiment est situé dans la wilaya de (Tizi ousou) et il est classé selon le **RPA 99 version 2003**, comme étant une zone de moyenne sismicité (**ZoneII-a**).

Le bâtiment est implantée dans un site meuble.

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « **Etude d'un bâtiment (R+6+étage Attique) à usage multiples contreventé par des voiles et portiques avec ETABS** », constitué de :

Un sous-sol.

Un rez-de-chaussée (RDC).

Un étage de service a usage de bureau.

Du 1^{er} au 7^{eme} étage a usage d'habitation.

I-3-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : I-3-

1- Les dimensions en plan :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur totale de la tour : 25.78 m
- largeur totale de la tour : 18.45 m
- hauteur totale de la tour : 27.52 m
- hauteur sous-sol : -2.86 m
- hauteur du RDC : 4.48 m
- hauteur d'étage : 2.88 m

I-3-2- Données du site :

-Le bâtiment est implantée dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (**zone II-a**).

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 de moyenne résistance.

-Le site est considéré comme meuble (S3).

-Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.5$ bars selon le rapport de site fourni.

I-4- Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'a tous les règlements applicables en Algérie :

B.A.E.L 91 révisé 99 ; R.P.A 99/VERSION 2003 ; C.B.A 93.

I-5-Eléments du bâtiment :

I-5-1-La superstructure :

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

- Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I-5-2- Les planchers :

Un plancher d'habitation est un élément généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement des charges verticales.

Le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles préfabriquées et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Il doit :

Résister aux charges verticales et horizontales.

Assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

I-5-3- Les escaliers :

On accède aux différents étages de la tour par une seule cage d'escalier.

Les escaliers sont constitués de palier de repos et de marches en béton armé construit en même temps que l'ossature d'étage et seront coulés sur place.

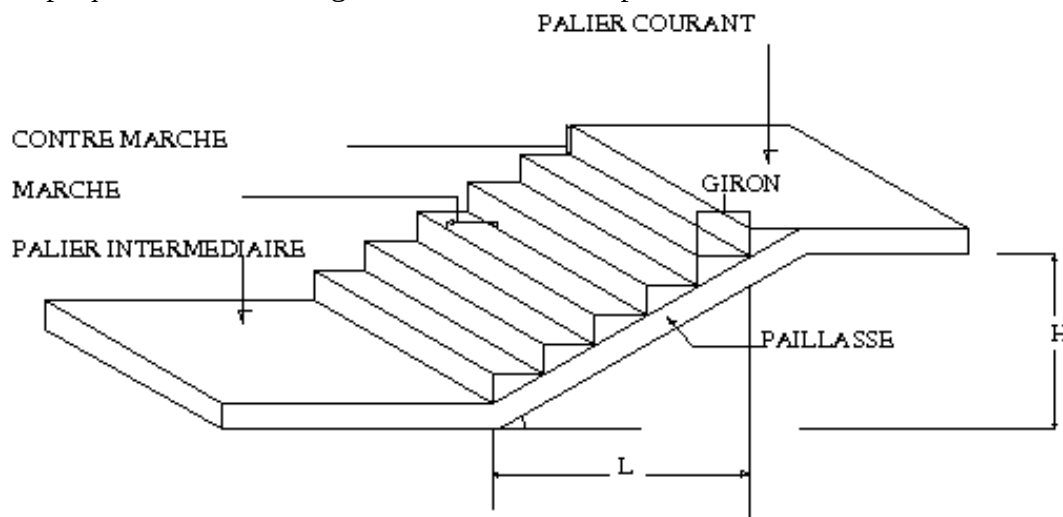


Fig 1-I: Schéma d'escalier

I-5-4- La maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison en brique creuse ($e = 20\text{cm}$) avec l'âme d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : ils sont constitués d'une simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I-5-5- Les Revêtements :

Le revêtement horizontal est réalisé en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Le revêtement vertical est en mortiers de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les murs des salles d'eau.

I-5-6- Balcons :

Les balcons seront réalisés en corps creux et dalles pleines.

I-5-7- Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60cm**.

I-5-8- Cage d'ascenseur :

La tour comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

I-5-9- La toitures :

C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solives ou fermettes.

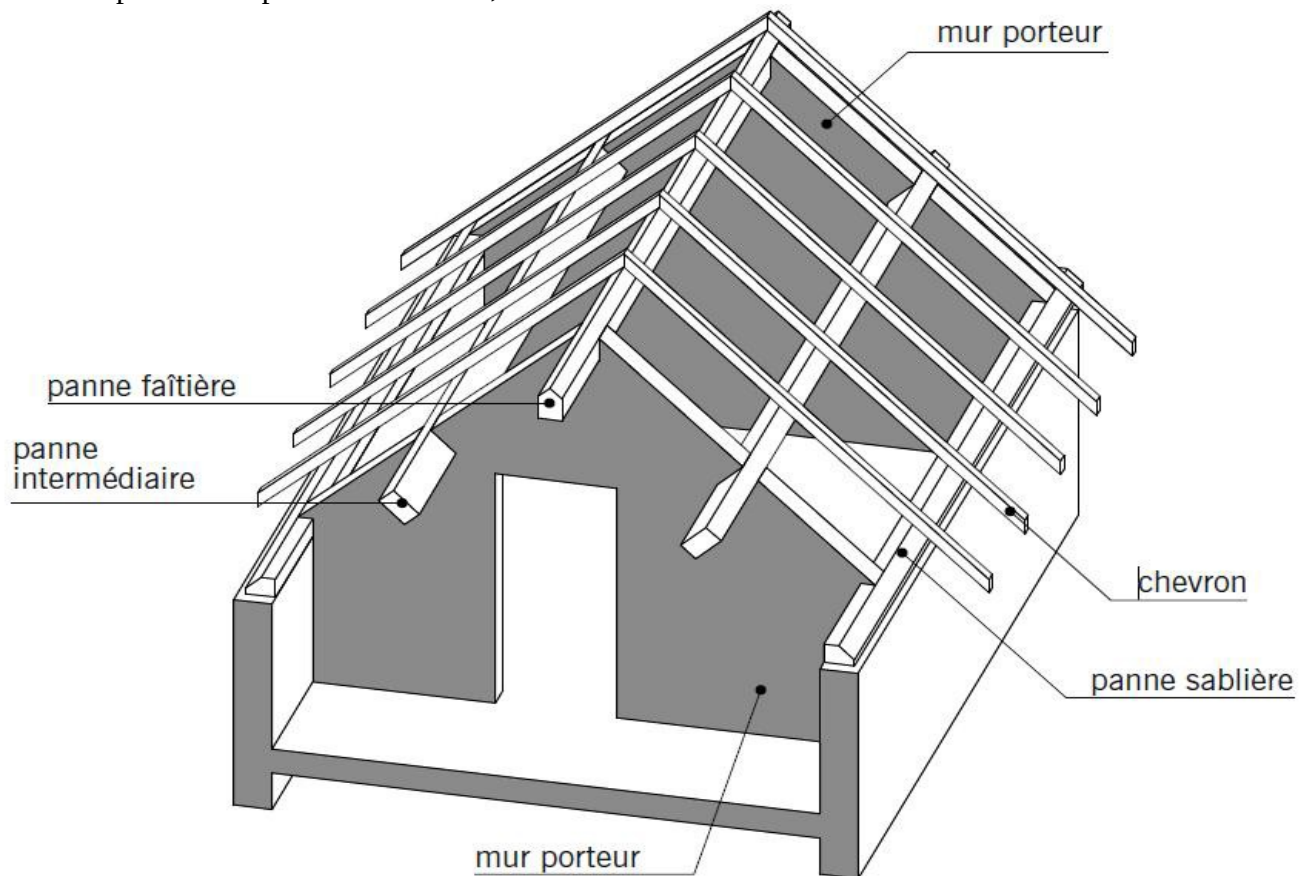


Fig 2-I: Schéma de la toiture

I-6-CARACTÉRISTIQUES MECANQUES DES MATÉRIAUX :**I-6-1-Béton :**

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; on dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)

- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

I-6-2-Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, ...), elle doit être réalisée par un laboratoire agréé .

I-6-3- Ciment:

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

I-6-4- Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les graviers

I-6-5- Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

I-6-6-Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Les qualités recherchées dans le béton sont en général :

- La résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- La résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- La déformation instantanée et différée, le retrait....
- La maniabilité, c'est à dire la faciliter de mise en œuvre.
- Les qualités particulières telles que :

La masse pour (les bétons lourds, béton de protection contre les radiations), la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.

-L'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)

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

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

Gravions : 800L

Sable : 400L

Ciment portland artificiel (CPA) : 450 kg \ m³

Eau de gâchage : 175 L

I-6-7- Résistances caractéristiques du béton à la compression :

Un béton est définie par la valeur de ça résistance a la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons suit les lois suivantes : (**Art A.2-**

.1.11 BAEL 91)

Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

I-6-8- Résistances caractéristiques du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Avec

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

Pour le présent projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** $\longrightarrow$ **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$**

I-6-9- Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

I-6-10-Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par : **(Art A 2 .1. 21 BAEL91)**

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est donné par : **(Art A 2.1.22 BAEL91)**

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow$ $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

La valeur du module de déformation croît avec la résistance à la compression du béton.

I-6-11-Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

I-6-12- Coefficient de poisson ν : (Art A.2.1.3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale ε_t et la déformation relative longitudinale ε_l et vaut :

$$\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I-6-13- Notion des Etats limites:

On distingue deux états limites de calcul :

État limite ultime de résistance.
État limite de service.

À E.L.U.R:

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis-à-vis de :

La résistance de toute la structure.

L'équilibre statique (pas de renversement).

La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par: **(Art A4.3.41 BAEL91)**

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

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité du béton

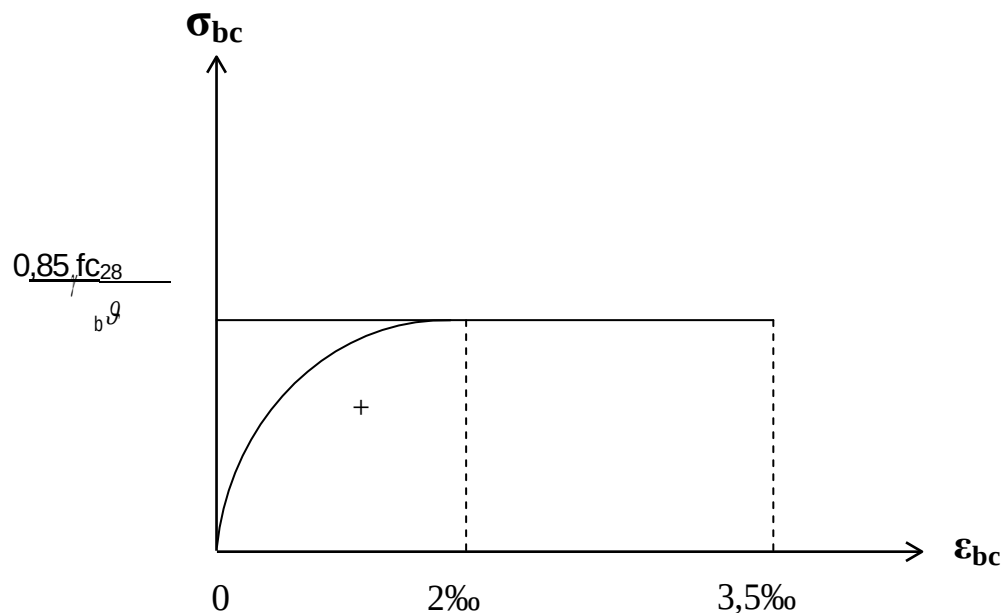
$\gamma_b = 1,5$ en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

ϑ : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée

Durée d'application	$t > 24h$	$1h < t < 24h$	$t < 1h$
ϑ	1	0,90	0,85

Tab 1- I : Coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée



Diag 1-I: Diagramme contraintes - déformation du béton à l'ELU.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton.

➤ **Hypothèses de calcul : (Art A 4.3,2 BAEL91)**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier.Bernouli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5‰ en flexion, 2 ‰ en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.

à E.L.S : (Art A 4.5,2 BAEL91)

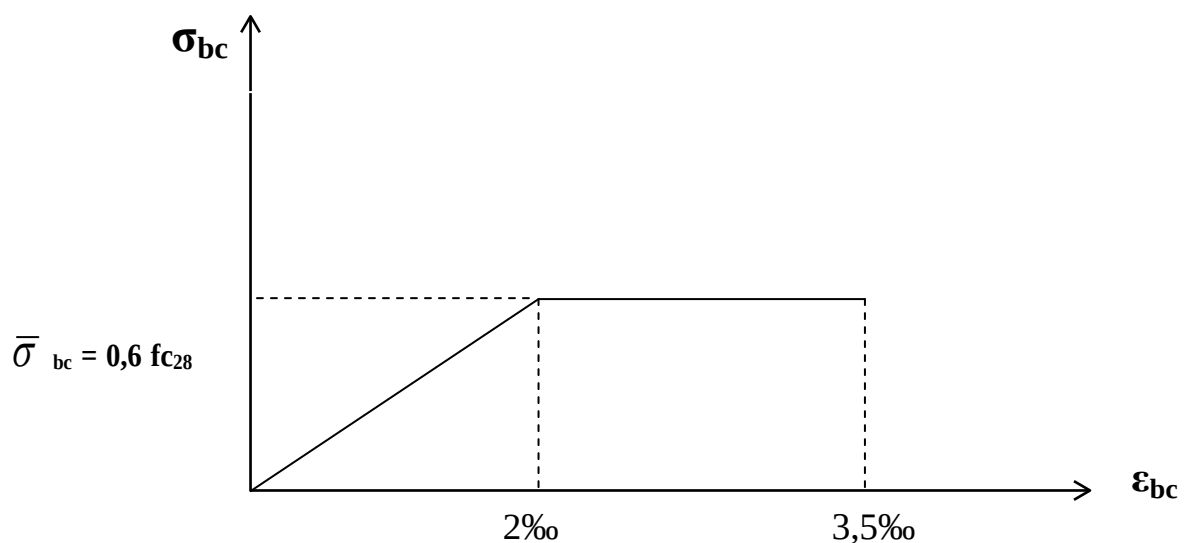
C'est l'états au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations ou fatigue, perte d'étanchéité); ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELS (durabilité de la structure) : (Art A 4.5, 1 BAEL91)**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier.Bernouli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation, donc on leur applique la loi de HOOKE: $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$
- On définit un coefficient d'équivalence par la relation : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ (forfaitairement)
- On ne tient pas compte du fluage de béton et du retrait.
- On suppose concentré on leur centre de gravité un ensemble de plusieurs barres.



Diag 2-I : Diagramme contraintes - déformation du béton à l'ELS.

I-6-14- Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :**➤ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

Où : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques

Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

Pour les poutres $1.8G \pm E$

$$G + Q \pm E$$

Pour les poteaux $G + Q \pm 1.2E$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

➤ Etat limite de service :

La seule combinaison à considérée est : $G + Q$

I-6-15- Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.U : (Art A 5.1, 1 BAEL91)

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d}$$

b_0 : la largeur de l'âme

d : la hauteur utile de la poutre

Vu : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes : **(Art A 5.1,21 BAEL91)**

Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2x f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15x f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\}$$

I-6-16- Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression dans le cas d'élançements faibles. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 %).

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont :

Rond lisse FeE235..... $f_e = 235 \text{ MPA}$

Haute adhérence FeE400..... $f_e = 400 \text{ MPA}$

Treillis soudé (T S)TS520 ($\Phi < 6$)..... $f_e = 520 \text{ MPA}$

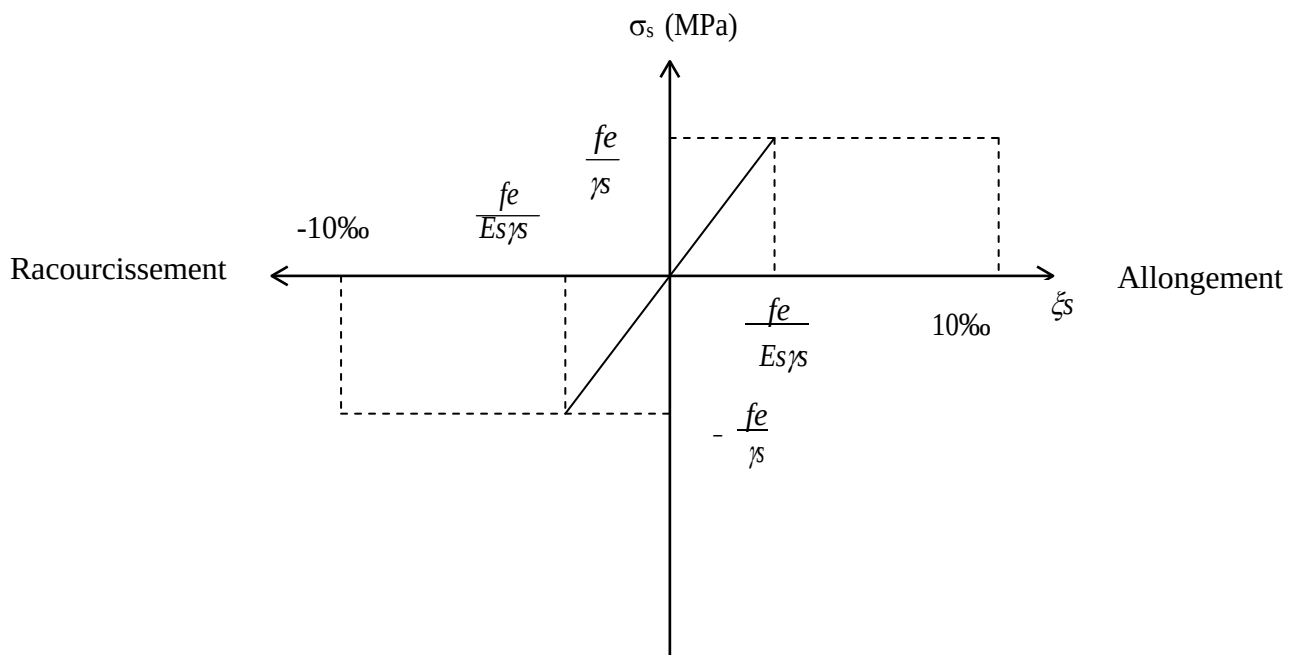
I-6-17- Module d'élasticité longitudinal: (Art A 2.2,1 BAEL91)

Il est noté (E_s), sa valeur est constante qu'elle que soit la nuance de l'acier.

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

➤ Diagramme contrainte déformation

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.



Diag 3-I : Diagramme contraintes - déformation des aciers à l'ELU.

➤ **Limite d'élasticité :**

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

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle.

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

I-6-18- La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

➤ **Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'est soumis à aucune condensation donc, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

➤ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

Cas des éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \text{ en MPa}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Dans ce cas, les éléments sont exposés à un milieu agressif, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

90 Où

f_e : la limite d'élasticité des aciers utilisée en MPa

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression

η = coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier :

$\eta = 1,3$ pour les HA $\phi < 6\text{mm}$

$\eta = 1,6$ pour les HA $\phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

I-6-19- Protection des armatures : (Art A 7.1 BAEL91)

Cette protection appelée l'enrobage "c", dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs. L'enrobage de toute armature doit au moins être égal à :

5 cm : pour les ouvrages de mer ou exposés aux atmosphères très agressives.

3 cm : pour les ouvrages soumis à des actions agressives et des ouvrages exposés aux intempéries (pluie, neige) ou en contact avec un liquide (pont...).

1 cm : pour les parois situées dans des locaux ouverts.

I-6-20- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

Ciment CPA: 350 kg/m³.

Gravier Dg<25 mm : 800 l/m³.

Sable Dg<5 mm : 400 l/m³.

Eau : 175 l/m³.

➤ **Le béton :**

$$\text{En compression : } f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18.5 \text{ MPa} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$$

En traction : $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

Contrainte limite : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\text{➤ L'acier : } FeE400 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} & \text{cas courant.} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} & \text{cas accidentel} \end{cases}$$

Contrainte limite :

Fissuration peu nuisible : pas de limite

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 165 \text{ MPa}$$

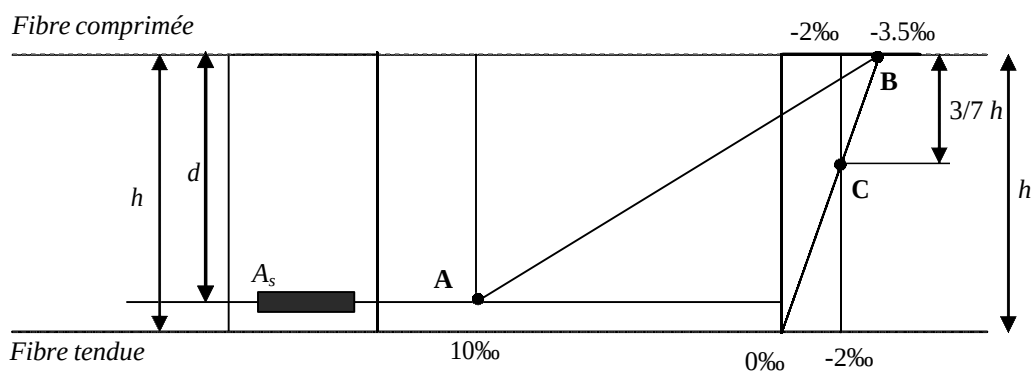
I-6-21-Règles des trois pivots :

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots **A**, **B** ou **C** définis par la figure tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de $3,5 \times 10^{-3}$ du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.



Diag 4-I : Diagramme Diagramme de déformation limite de la section

II-1- Pré dimensionnement des planchers :**II-1-1-Plancher en corps creux :**

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les

Dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad \dots\dots\dots (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

L: étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

ht : épaisseur de la dalle.

On a : L max= 450-30 = 420 cm.

D'où : ht = 420/22.5 = 19cm.

On adopte

Un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm : l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{cases}$

Pour l'étage de service, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 .

Un plancher d'une épaisseur de $h_t = 24 \text{ cm}$: $\begin{cases} 20 \text{ cm : l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{cases}$

Pour RDC.

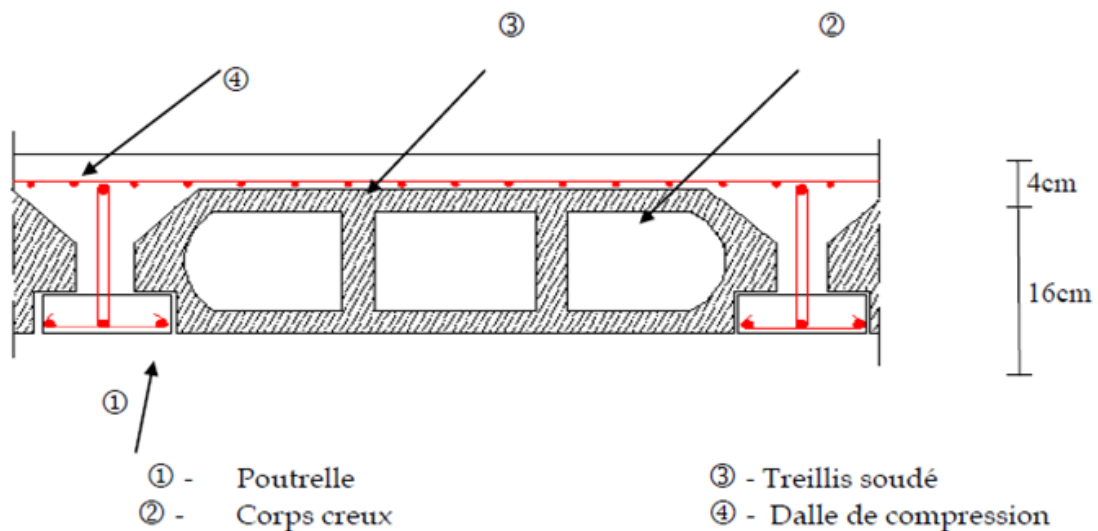


Fig1- 1 -II: Coupe transversal du plancher ES, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7.

➤ **Conclusion :**

On opte pour une hauteur de plancher de **(20 cm)** soit **(16+4)** pour l'ES, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, et une hauteur du plancher de **(24cm)** soit **(20+4)** pour Rdc.

II-2- PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale ht et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

$$L / 15 \leq ht \leq L / 10 \text{ (Art A.4.14 BAEL 91)}$$

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$$

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

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

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

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

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

$$h/b \leq 4$$

II-2-1- poutres principales :

Sachant que $L_{\max} = 525 - 30 = 495 \text{ cm}$.

$$495 / 15 \leq ht \leq 495 / 10 \text{ ce qui donne } 33 \leq ht \leq 49,5$$

Par mesure de sécurité, on prend : **$ht = 45 \text{ cm}$**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 18 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 31,5 \text{ cm}$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$

II-2-2-poutres secondaires :

Sachant que $L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$.

$$L/15 = 28 \text{ cm} ; L/10 = 42 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } 28 \leq ht \leq 42$$

Par mesure de sécurité, on prend **$ht = 35 \text{ cm}$**

La largeur b sera donc :

$$0,4 ht = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 25 \text{ cm}$$

$$14 \leq ht \leq 25$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,28	1,16	Vérifiée

Tab 1-II : Vérification des conditions exigées par le RPA

II-2-4-Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (30 x 45) cm²
- poutres secondaires (25x35) cm²



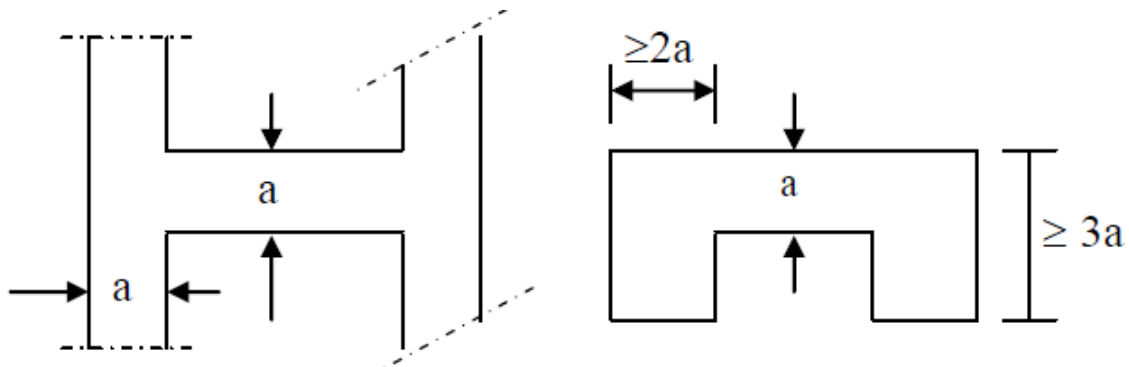
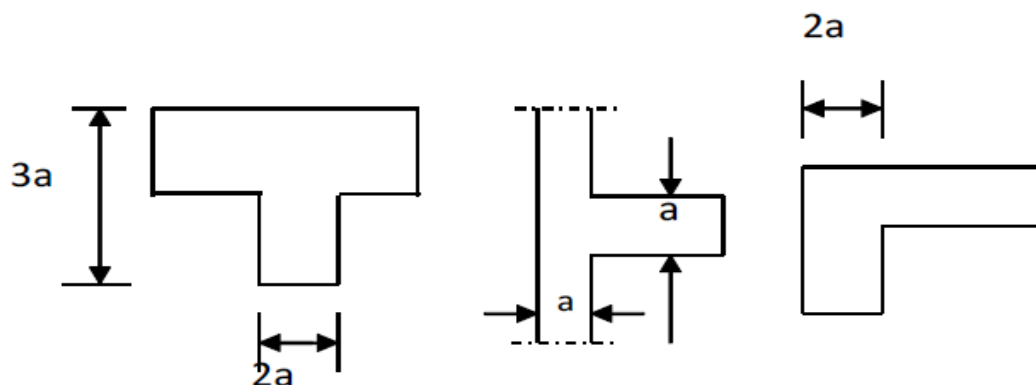
Fig 2-II : Schéma des sections pour les poutres principales et secondaires

II-3- PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{min} \geq 4e$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm

➤ **1er cas :**➤ **2eme cas :**

➤ 3eme cas :

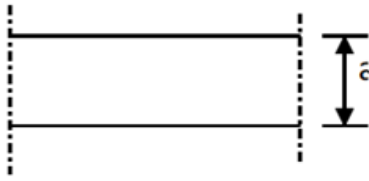


Fig 3-II : Coupe des voiles en plan

Dans notre cas, on prend :

Pour le sous sol :

$$h_e = 286 - 20 = 266 \text{ cm}$$

$$\text{donc } e \geq 266 / 20 = 13,3 \text{ cm}$$

Pour l'étage courant et l'étage de service :

$$h_e = 288 - 20 = 268 \text{ cm, donc } e \geq 268 / 20 = 13,4 \text{ cm}$$

Pour le RDC :

$$h_e = 448 - 20 = 428 \text{ cm, donc } e \geq 428 / 20 = 21,4 \text{ cm}$$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 25 cm pour tous les voiles.

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 22 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm condition vérifiée}$$

II-4- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la **zone IIa**, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

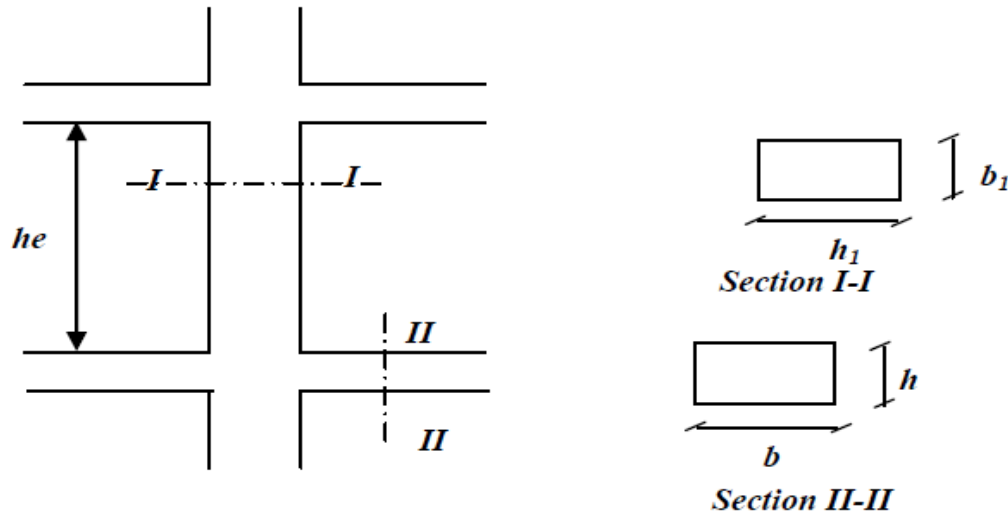
G : charge permanente.

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

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau E2 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante :
$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.



II-4-1- Surface d'influence :

➤ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : E2

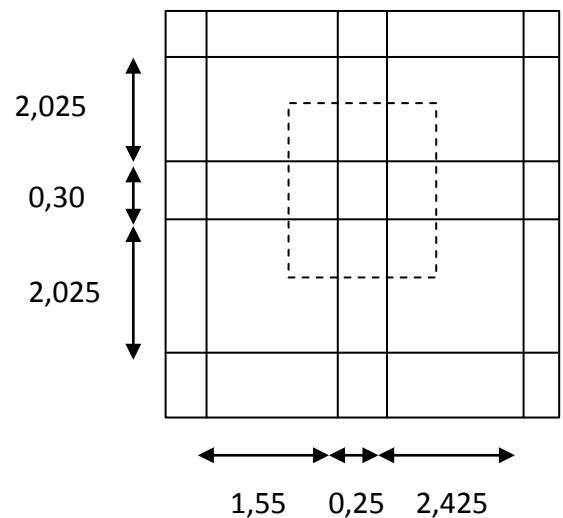
$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = S_3; S_2 = S_4.$$

$$S_1 = S_3 = 2,025 \times 1,55 = 3,139 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_4 = 2,025 \times 2,425 = 4,11 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S = (3,139 \times 2) + (4,11 \times 2) = \mathbf{16,10 \text{ m}^2}$$



➤ Calcul de X, Y :

Dans notre cas on a 2 pontes déferente α_1 et α_2 .

Calcul α_1 :

$$\text{On a : } \tan \alpha_1 = 4,74/4,845 = 0,978 \text{ d'où : } \alpha_1 = 44,37$$

Calcul X_1 et Y_1 :

$$\cos \alpha_1 = L/X_1 \quad (L: \text{ portée entre poteaux})$$

$$\cos \alpha_1 = L_1/X_1 \longrightarrow X_1 = L_1 / \cos \alpha_1 = 3,29 / \cos 44,37 = 3,29 / 0,715 = 4,600$$

$$\cos \alpha_1 = L_2/Y_1 \longrightarrow Y_1 = L_2 / \cos \alpha_1 = 1,62 / \cos 44,37 = 1,62 / 0,715 = 2,266$$

La portée revenant au poteau le plus sollicité est :

$$X_1 = 4.60/2 = 2.30$$

$$Y_1 = 2.266$$

Calcul de α_2 :

$$\text{On a : } \tan \alpha_2 = 4.74/6.762 = 0.700 \text{ D'où : } \alpha_2 = 35.02$$

Calcul Y_2 :

$$\cos \alpha_2 = L_2/Y_2 \longrightarrow Y_2 = L_2 / \cos \alpha_2$$

$$Y_2 = 2.48 / \cos 35.02 = 3.028$$

La portée revenant au poteau le plus sollicité est $(Y_1 + Y_2) / 2$:

$$(2.266 + 3.028) / 2 = 2.647$$

➤ SURFACE DE LA TOITURE :

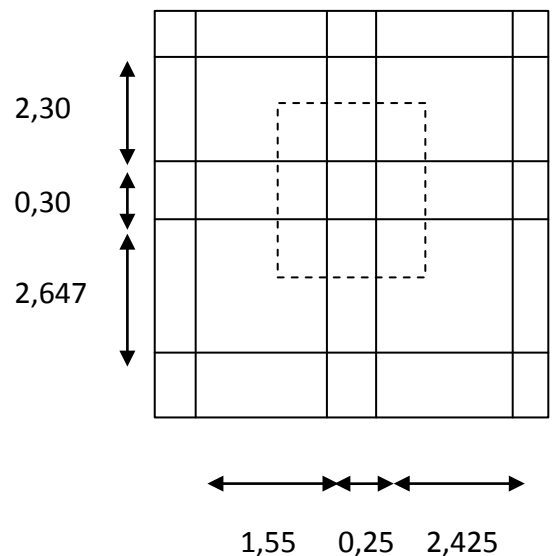
$$S_1 = 1.55 \times 2.3 = 3.565$$

$$S_2 = 2.425 \times 2.3 = 5.576$$

$$S_3 = 1.55 \times 2.647 = 4.103$$

$$S_4 = 2.425 \times 2.647 = 6.419$$

$$St = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 19.66 \text{ m}^2 \text{ D'où } St = 19.66$$



II-4-2-Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

II-4-2-1-Charges permanentes :

➤ Toiture :

Eléments constituant la toiture	poids surfacique [KN/m ²]
Tuiles mécaniques à emboîtement (litage compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Murs pignons	0.9
Charge permanente totale	1.4

Tab 2-II : Charges revenant à la toiture

➤ Plancher dernier étage (corps creux) :

	Composition	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Plancher en corps creux	16+4	-	2.85
Charge permanente totale				2,85

Tab 3-II : Charges revenant au Plancher dernier étage (corps creux)

➤ Plancher étage courant (corps creux) :

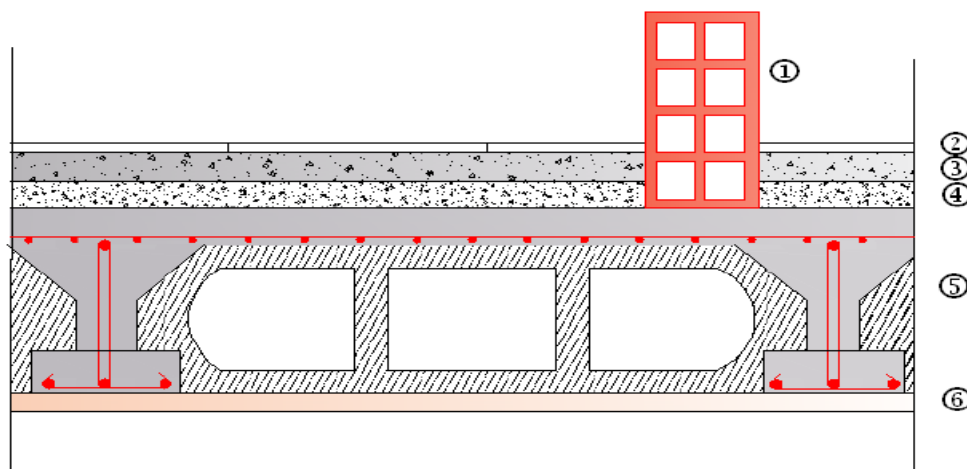


Fig 4 II : Coupe verticale du plancher courant

	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	0.9
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,44
3	Mortier de pose	2	22	0.44
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Dalle en corps creux (16+4)	20	/	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				5.19

Tab 4-II : Charges revenant au plancher étage courant

	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	0.9
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0,44
3	Mortier de pose	2	22	0.44
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Dalle en corps creux (20+4)	24	/	3.30
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				5.64

Tab 5-II : Charges revenant au plancher RDC

- Maçonnerie :
- Murs extérieurs :

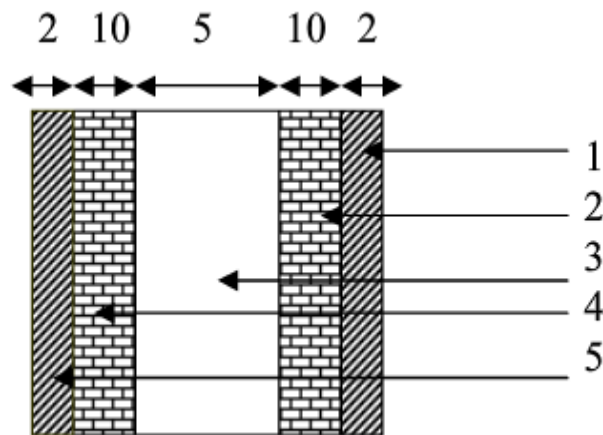


Fig 5-II : Coupe verticale d'un mur extérieur

	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	2	22	0.44
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	L'âme d'air	5	/	/
4	Brique creuse	10	9	0.9
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				2.44

Tab 6 II : Charges revenant aux murs extérieurs

- **Remarque :**
- La charge qui revient au mur extérieur est répartie par mètre carré de la surface verticale, alors pour la rendre par mètre linéaire on la multiplie par la hauteur :

Pour le RDC :

$$G = 2.44 \times 4,48 = 10.93 \text{ KN/ml}$$

Pour le plancher étage de service et courant :

$$G = 2.44 \times 2.88 = 7.03 \text{ KN/ml}$$

➤ **Dalle pleine (balcons) :**

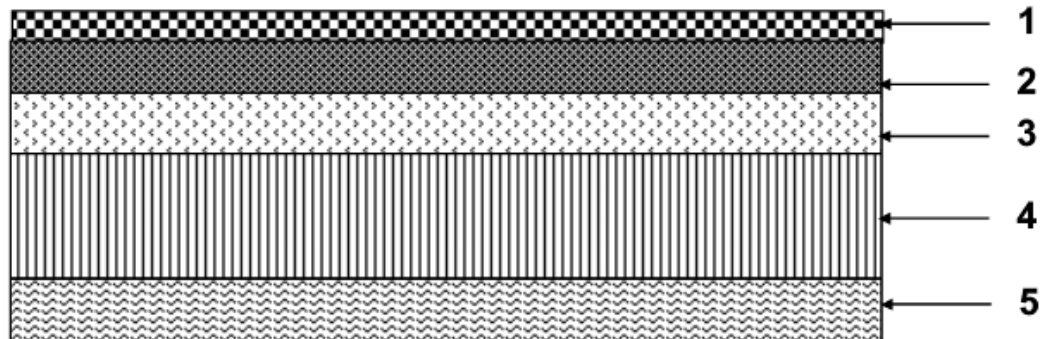


Fig 6 II: Eléments constituant la dalle pleine

	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
2	Revêtement en carrelage	2	2	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Enduit de ciment	2	18	0.36
5	Dalle pleine en béton Armé	15	25	3.75
7	Enduit de ciment	2	22	0.44
Charge permanente totale				5.39

Tab 7-II : Charges revenant à la dalle pleine

➤ **Remarque :**

La charge est répartie par mètre carré de surface horizontale, alors pour la rendre répartie par mètre linéaire sur la poutre, on la multiplie par la longueur du porte à faux.

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

Plancher terrasse.....	1.00 KN /m ²
Plancher étages courants (habitation)	1.50 KN /m ²
Plancher étages de service (bureau)	2.50 KN /m ²
Balcons.....	3.50 KN /m ²
Plancher du RDC (habitation)	1.50 KN /m ²
Plancher de RDC (Usage de commerce)	5 KN /m ²
Escalier	2.50 KN /m ²
Acrotère	1.00 KN /m

II-5 Poteaux :

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

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

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

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

N_s : effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II-5-1-Poids propre des éléments :**➤ Toiture :**

$$PP_{toi} = G \times St = 1.4 \times 19.66 = 27.52 \text{ KN}$$

➤ Plancher dernier étage :

$$PP_d = 2.85 \times 16.10 = 45.885 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage courant :

$$PP_c = 5.19 \times 16.10 = 83.559 \text{ KN}$$

➤ Plancher RDC :

$$PP_{rdc} = 5.64 \times 16.10 = 90.804 \text{ KN}$$

➤ **Poutres :**

- Poutres principales : $PP_{pp} = (0.45 \times 0.30 \times 4.85) \times 25 = 16.369 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $PP_{ps} = (0.35 \times 0.25 \times 4.05) \times 25 = 8.859 \text{ KN}$

$$PP \text{ poutres} = 16.369 + 8.859 = 25.228 \text{ KN}$$

II-5-2- Dégression verticale des surcharges d'exploitation :➤ **Définition de la descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

➤ **Principe de calcul :**

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de Structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc... Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²) Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,...) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

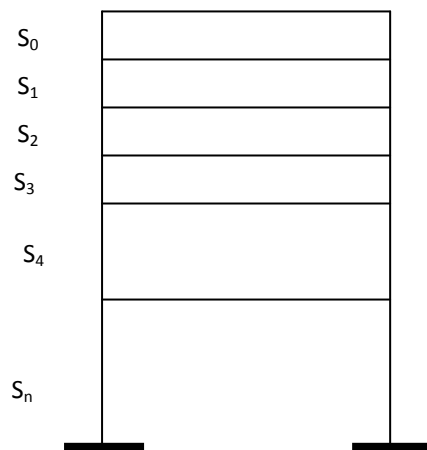
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i ($i = 1$ à 11)

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.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas de la tour étudié.

Coefficients de dégression des surcharges



$$\Sigma_0 = S_0$$

$$\Sigma_1 = S_0 + S_1$$

$$\Sigma_2 = S_0 + 0,95 (S_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = S_0 + 0,90 (S_1 + S_2 + S_3)$$

$$\Sigma_4 = S_0 + 0,85 (S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$$

pour $n \geq 5$

$$\Sigma_n = S_0 + \left[\frac{(3 + n)}{2n} \right] \cdot \sum_{i=1}^n S_i$$

Niveau	Coefficient
9	1
8	1
7	0.95
6	0.90
5	0.85
4	0.80
3	0.75
2	0.714
1	0.688
Rdc	0.667

Tab 8-II : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux

II-5-3-Calcul des surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse : $Q = 19.66 \times 1 = 19.66 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant (habitation)..... $Q = 16.10 \times 1,5 = 24.15 \text{ KN}$

Plancher d'étage de service (Bureaux) $Q = 16.10 \times 2,5 = 40.25 \text{ KN}$

Plancher de RDC (Usage de commerce) $Q = 16.10 \times 5 = 80.5 \text{ KN}$

➤ Les surcharges Cumulées :

$$Q_{\text{Toiture}} = 19,66 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{Attique}} = 19,66 + 24,15 = 43,81 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 19,66 + [2(24,15)] (0,95) = 65,55 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 19,66 + [3(24,15)] (0,90) = 84,87 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 19,66 + [4(24,15)] (0,85) = 101,77 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 19,66 + [5(24,15)] (0,80) = 116,26 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 19,66 + [6(24,15)] (0,75) = 128,34 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 19,66 + [7(24,15)] (0,714) = 140,36 \text{ KN}$$

$$Q_{ES} = 19,66 + [7(24,15) + 40,25] (0,688) = 163,66 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = 19,66 + [7(24,15) + 40,25 + 80,5] (0,667) = 212,96 \text{ KN}$$

II-5-4- Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux qui respect le concept «Poteau fort – Poutre faible», il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural.

Les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature, et en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture en charpente) des bâtiments multi-étagés et dans les bâtiments à un seul étage.

C'est-à-dire la condition de résistance exigée par les règlements parasismiques dont le RPA99 Version 2003 (**Art.7.6.2**) :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

$$\text{On a : } \sigma = \frac{M \times V}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma I}{V} \text{ et } V = \frac{h}{2}$$

σ est la même pour les poteaux et les poutres.

On remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente ; on obtient alors :

$$\Rightarrow (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{POUT}}$$

Avec :

M_c (respectivement M_b) moments résistants de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

I_c (respectivement I_b) Moments d'inerties de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).

Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres :

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveau		
		3,4,5,6,7,8,9	1,2	S.SOL,RDC
Poteaux	Section (cm ²)	25x25	30x30	35x35
	$I_s (10^{-3})$	32,552	67,500	125,052
	$I_n (10^{-3})$	32,552	67,500	125,052
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^{-3})$	2,604	4,500	7,146
Poutres principales	Section	30x45	30x45	30x45
	$I_w (10^{-3})$	227,81	227,81	227,81
	$I_e (10^{-3})$	227,81	227,81	227,81
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^{-3})$	12,65	12,65	12,65
Observation		Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Poutres secondaires	Section	25x35	25x35	25x35
	$I_w (10^{-3})$	89,32	89,32	89,32
	$I_e (10^{-3})$	89,32	89,32	89,32
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^{-3})$	6,38	6,38	6,38
Observation		Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier

Tab 9-II : Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003 :

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$ n'est pas vérifiée pour tout les étages, alors on redimensionne les sections des poteaux.

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveau	
		8,9	S.SOL,RDC,1,2,3,4,5,6,7
poteaux	Section (cm ²)	40x40	45x45
	$I_s (10^3)$	213,333	341,718
	$I_n (10^3)$	213,333	341,718
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	10,666	15,187
Poutres principales	Section	30x45	30x45
	$I_w (10^3)$	227,81	227,81
	$I_e (10^3)$	227,81	227,81
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	12,65	12,65
Observation		Non vérifier	OK

Tab 10-II : Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres après redimensionnement des poteaux

➤ **Remarque :**

Dans cette tour les dimensions des poteaux des 2 derniers niveaux et de la salle machine ne respectent pas la condition de dimensionnement en capacité.

	Moments d'inerties (cm ⁴)	Niveau	
		8,9	S.SOL,RDC,1,2,3,4,5,6,7
poteaux	Section (cm ²)	40x40	45x45
	$I_s (10^3)$	213,333	341,718
	$I_n (10^3)$	213,333	341,718
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc} (10^3)$	10,666	15,187
Poutres secondaires	Section	25x35	25x35
	$I_w (10^3)$	89,32	89,32
	$I_e (10^3)$	89,32	89,32
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb} (10^3)$	6,38	6,38
Observation		OK	OK

**Tab 11-II : Vérification des moments d'inerties sur
les poteaux et les poutres après redimensionnement des
poteaux**

➤ **Conclusion :**

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003 :

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$ est vérifiée pour tout les étages à part les 2 derniers niveaux, et que le RPA99 version 2003 nous dicte que cette condition est facultative pour les 2 derniers niveaux alors le concept «Poteau fort – Poutre faible» est respecté.

II-5-5- Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
40x40	Min (b, h) $\geq$ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq$ he /20	he /20=2.88/20=14.4	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h =1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) $\geq$ 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) $\geq$ he /20	he /20 =2.86/20=14.3 he/20=4.48/20=22.4 he/20=2.88/20=14.4	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h = 1	Condition vérifiée

Tab 12-II : Vérification des sections selon RPA 99

(Art 7.4.1)

II-5-6-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.

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

Avec :

 λ : Élancement du poteau I_f : Longueur de flambement ($I_f = 0,7 \cdot L_0$) i : Rayon de gyration ($i = [I / B]^{1/2}$) I : Moment d'inertie ($I = bh^3 / 12$) B : Section transversale du Poteau ($B = b.h$) L_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

Poteaux de (40X40) : $L_0 = 2,88 \longrightarrow \lambda = 2,42 \times (2,88/0,40) = 17,424 < 50 \Rightarrow \textbf{Vérifiée}$

Poteaux de (45X45) : $L_0 = 2,88 \longrightarrow \lambda = 2,42 \times (2,88/0,45) = 15,488 < 50 \Rightarrow \textbf{Vérifiée}$

Poteaux de (45X45) : $L_0 = 4,48 \longrightarrow \lambda = 2,42 \times (4,48/0,45) = 24,092 < 50 \Rightarrow \textbf{Vérifiée}$

➤ **Conclusion :**

Les dimensions adoptées pour les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Niveaux	Charges d'exploitation [KN]						Efforts normaux [KN]		Sections [cm²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	G	G _{Cumul}	Q	Q _{Cumul}	N = G _c + Q _c	S ≥ N/σ _{bc}	Section adoptée	Section adoptée Après un dimensionnement en capacité
9	27.52	25,228	52,748	52,748	19.66	19.66	72.41	48,27	25x25	40x40
8	45.89	25,228	71,118	123,866	24,15	43.81	167.68	111,79	25x25	40x40
7	83.56	25,228	108,788	232,654	24,15	67.96	300,61	200,41	25x25	45x45
6	83.56	25,228	108,788	341,442	24,15	92.11	433.55	289,03	25x25	45x45
5	83.56	25,228	108,788	450,23	24,15	116.26	566.49	377.66	25x25	45x45
4	83.56	25,228	108,788	559,018	24,15	140.41	699,43	466,27	25x25	45x45
3	83.56	25,228	108,788	667,806	24,15	164.56	832,37	554,91	25x25	45x45
2	83.56	25,228	108,788	776,594	24,15	188.71	965,30	643,53	30x30	45x45
1	83.56	25,228	108,788	885,382	40,25	228.96	1114,34	742,89	30x30	45x45
RDC	90.80	25,228	116,028	1001,41	80,5	309.46	1310,87	873,91	30x30	45x45
SOUS SOL	83.56	25,228	108,788	1110,198	40,25	349.71	1459,91	973,27	35x35	45x45

Tab 12-II : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau

Cf

III-Présentation du logiciel ETABS

III -1-1- Description du logiciel ETABS :

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.
- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..etc). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).
- ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

III -1-2- Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

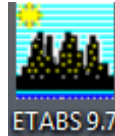
Column : poteau

Beam : poutre

III -1-3- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



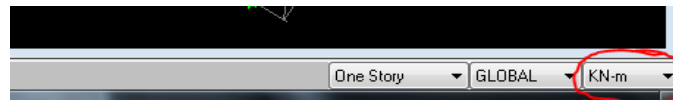
III -1-4- Etapes de modélisation :

III-1-4-1-Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

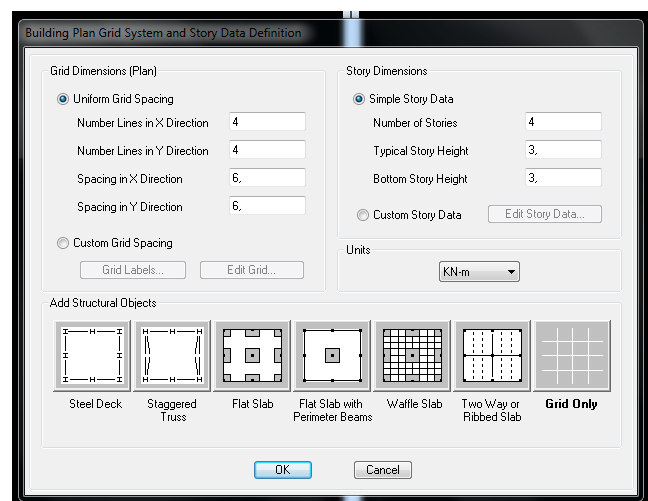
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	6.	Primary	Show	Top	
3	C	12.	Primary	Show	Top	
4	D	18.	Primary	Show	Top	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	6.	Primary	Show	Left	
3	3	12.	Primary	Show	Left	
4	4	18.	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETAGE 7	2.88	30.38	No	NONE	No	0.
10	ETAGE 6	2.88	27.5	No	S.SOL	No	0.
9	ETAGE 5	2.88	24.62	No	S.SOL	No	0.
8	ETAGE 4	2.88	21.74	No	S.SOL	No	0.
7	ETAGE 3	2.88	18.86	No	S.SOL	No	0.
6	ETAGE 2	2.88	15.98	No	S.SOL	No	0.
5	ETAGE 1	2.88	13.1	No	S.SOL	No	0.
4	ETAGE ES	2.88	10.22	No	S.SOL	No	0.
3	RDC	4.48	7.34	No	S.SOL	No	0.
2	S.SOL	2.86	2.86	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2.88 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

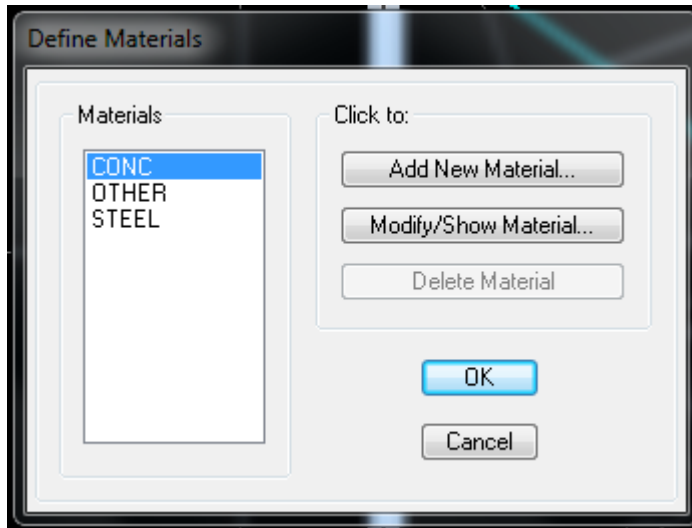
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

III -1-4-2-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** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



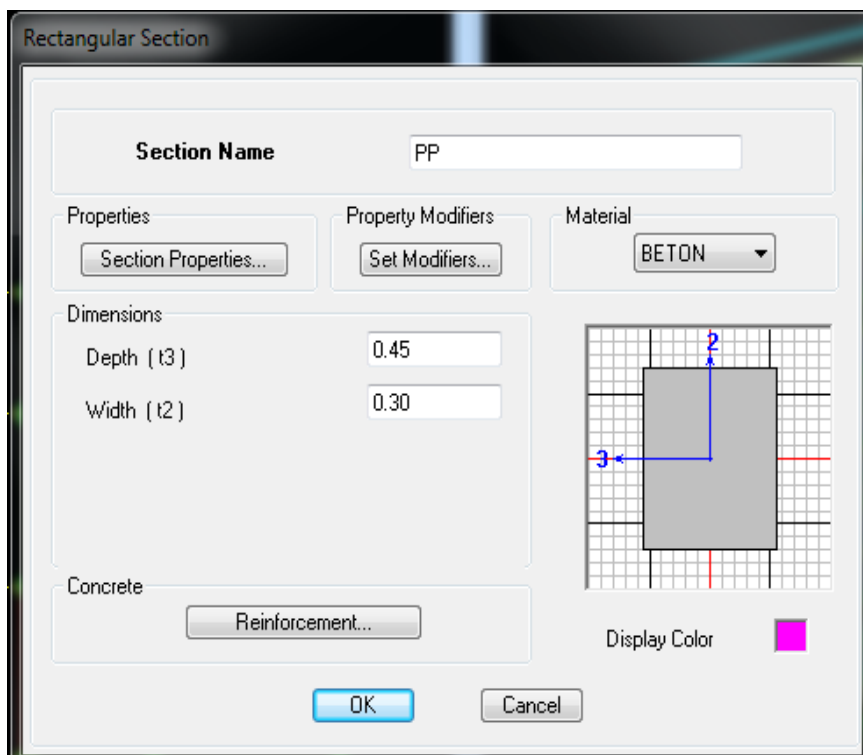
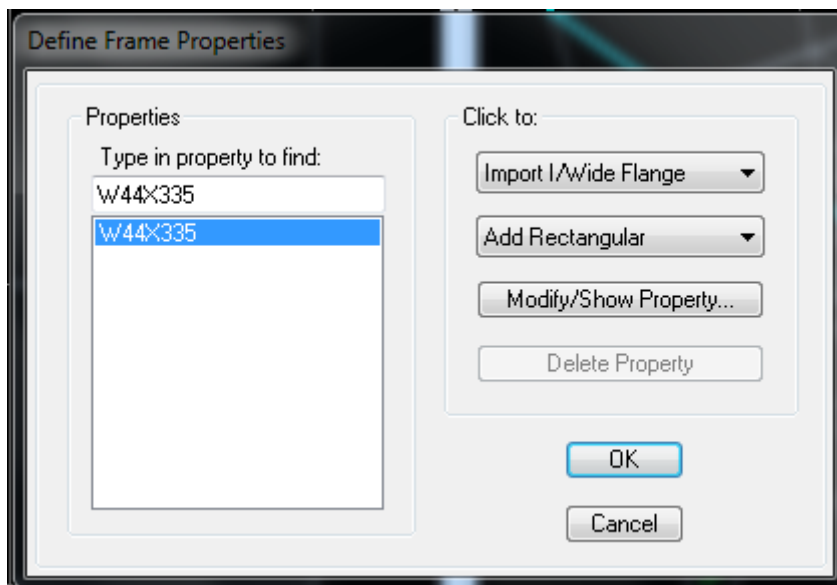
Material Name		Display Color	
BETON		Color	[Color Box]
Type of Material		Type of Design	
☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (EUROCODE 2:1992)	
Mass per unit Volume	2,5	Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,
Poisson's Ratio	0,	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	16082100,		

III -1-4-3-Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **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).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

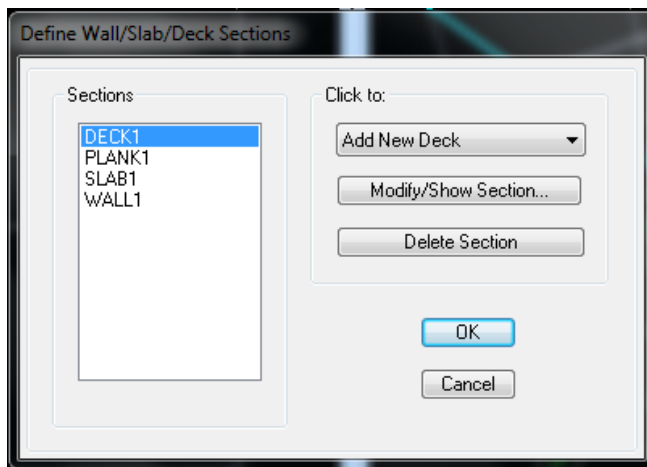
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

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) , Et le plancher.

- **Pour le voile :**

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



Wall/Slab Section

Section Name VOILE

Material BETON

Thickness

Membrane 0,25

Bending 0,25

Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... **Display Color** [Blue]

OK **Cancel**

- **Pour le plancher :**

On choisit le menu **Define** et **wall/slab /Deck sections**, on clique sur **Add new deck** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

Deck Section

Section Name PLCCRDC

Type

☒ Filled Deck ☐ Unfilled Deck ☐ Solid Slab

Geometry

Slab Depth (tc) 0,04

Deck Depth (hr) 0,2

Rib Width (wr) 0,12

Rib Spacing (Sr) 0,65

Material

Slab Material BETON

Deck Material

Deck Shear Thick

Composite Deck Studs

Diameter 0,0191

Height (hs) 0,1524

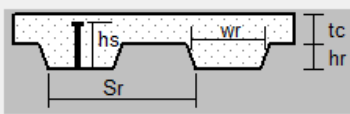
Tensile Strength, Fu 413685,47

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area 0,1101

Set Modifiers... **Display Color** [Blue]

OK **Cancel**



III -1-4-4-Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

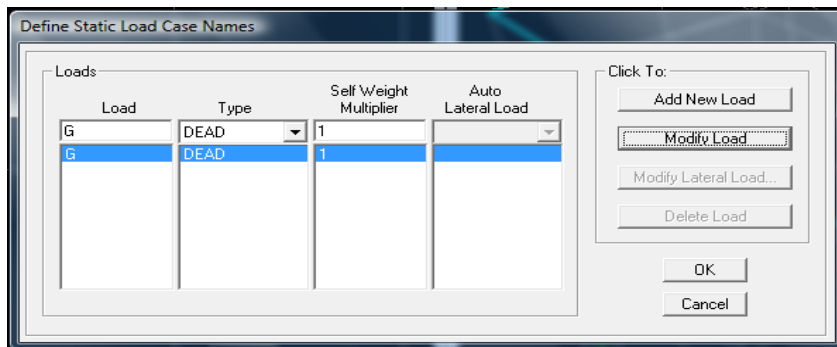
La structure est soumise a des **charges** permanentes (**G**), et a des **surcharges** d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

- Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

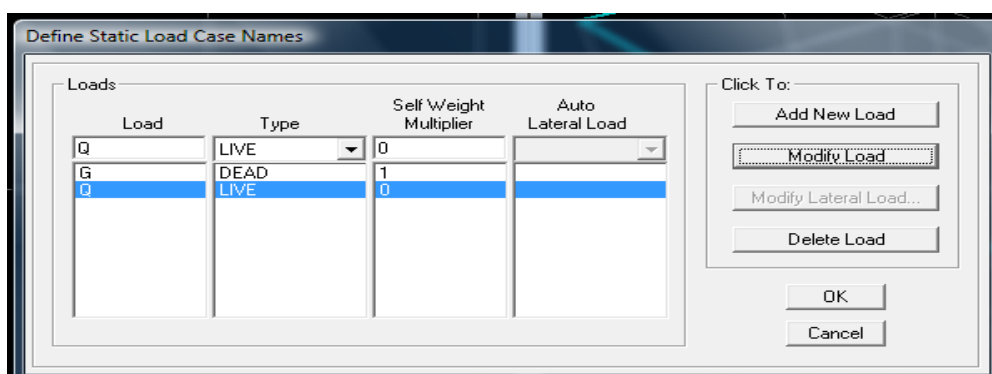


- Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- **Données à introduire dans le logiciel :**

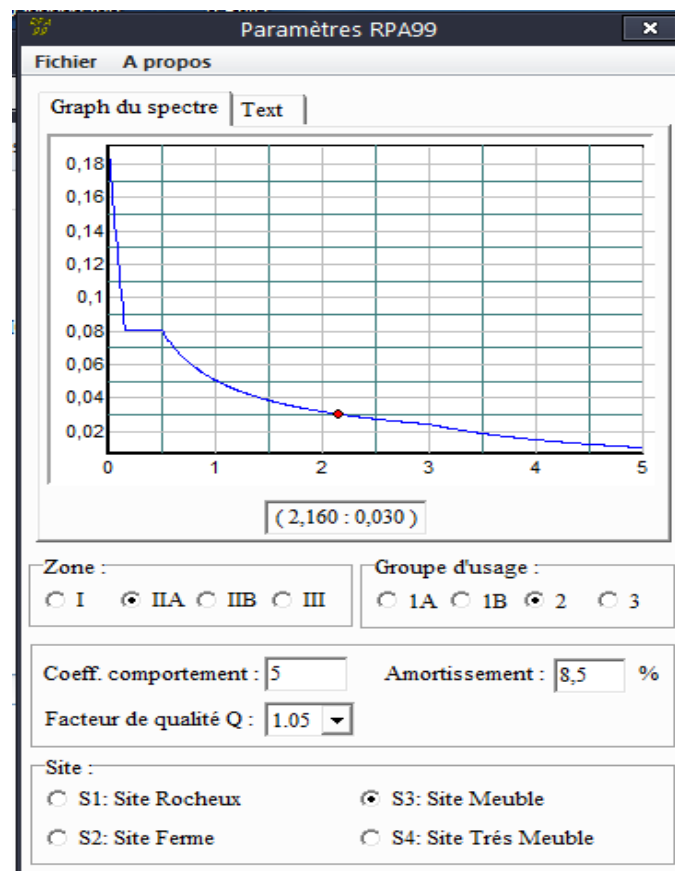
- **Zone :** Ila (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement :** 3,5 .
- **Coeff d'amortissement ξ :** 8,5%
- **Site :** S2 .
- **Facteur de qualité (Q):**
 $Q=1.1$

$$Q=1+\sum P_q$$

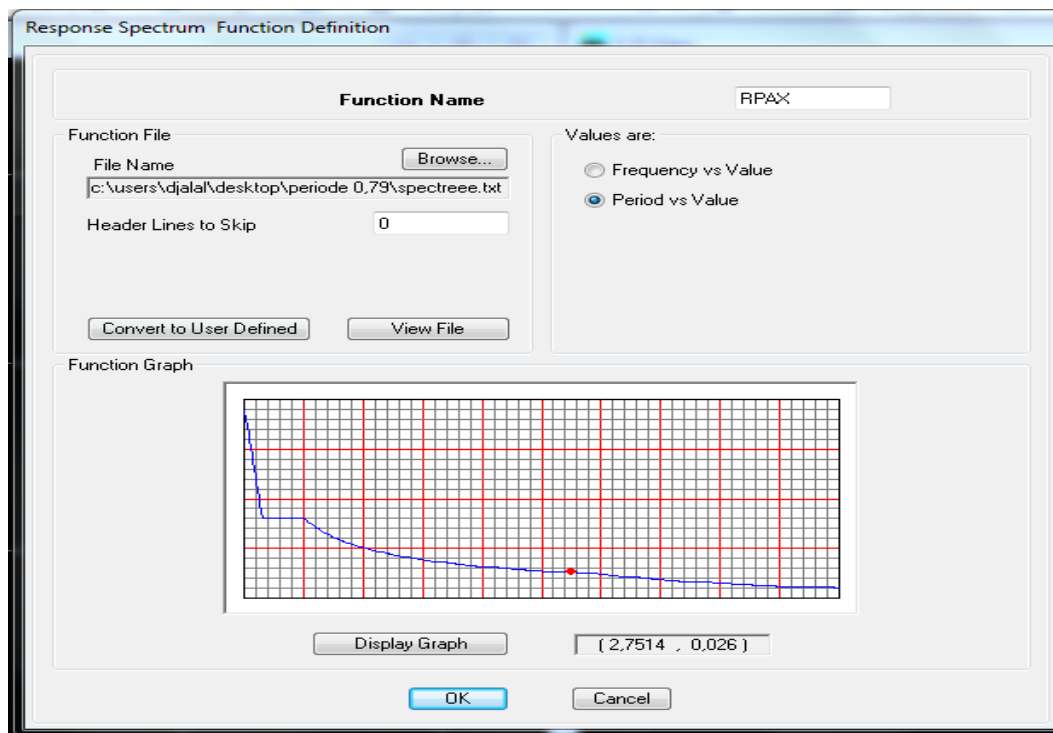
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** .



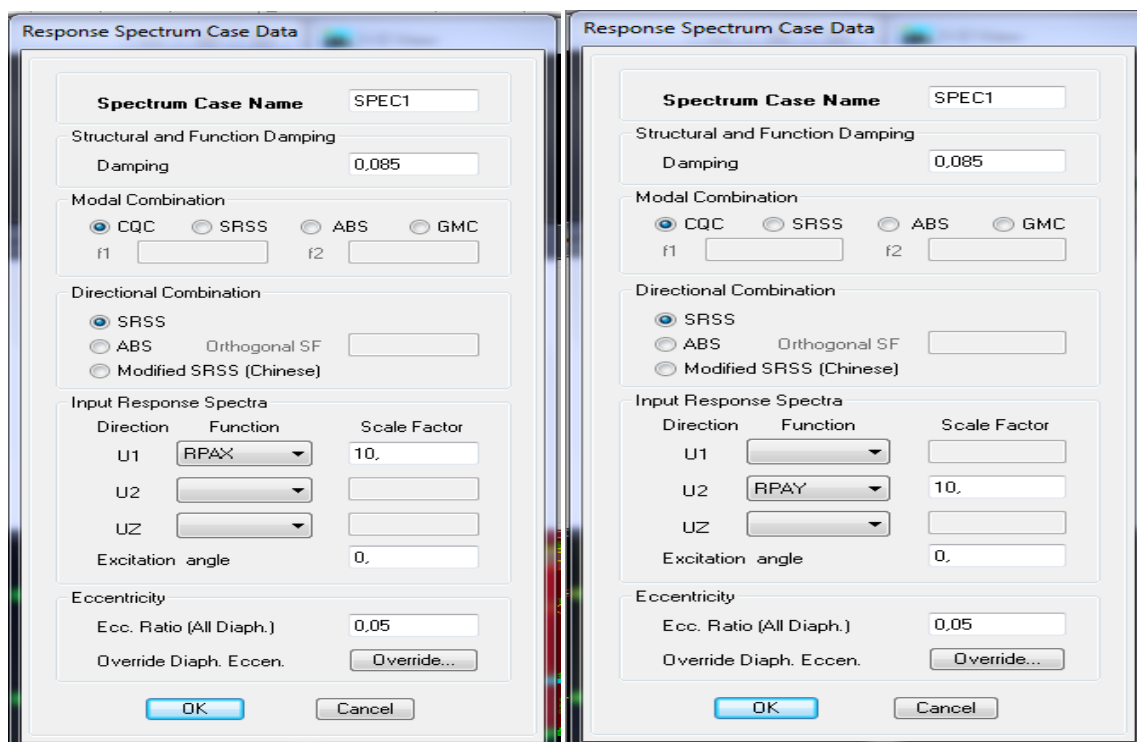
- Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à 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

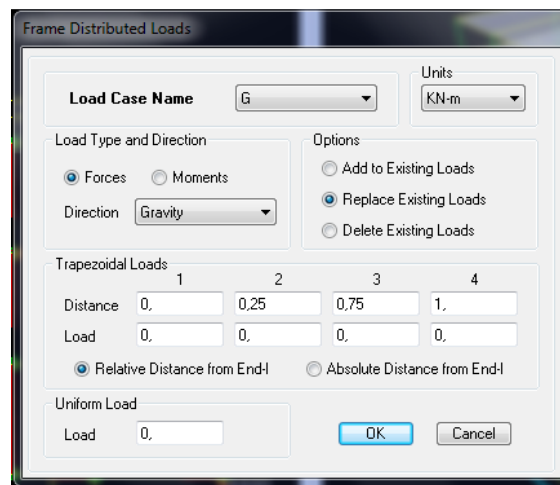


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1** et **U2**) .

III -1-4-5-5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

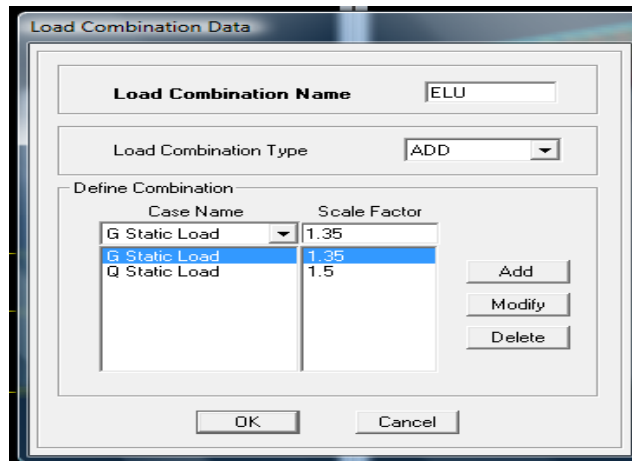
III -1-4-6-6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**
 $ELU : 1.35G + 1.5Q$
 $ELS : G + Q$
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**
 $GQE : G + Q \pm E$
 $0.8GE : 0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

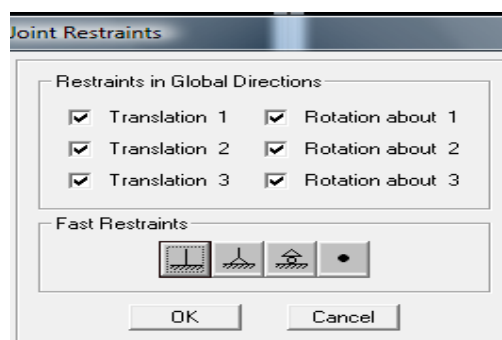
III -1-4-7-7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints

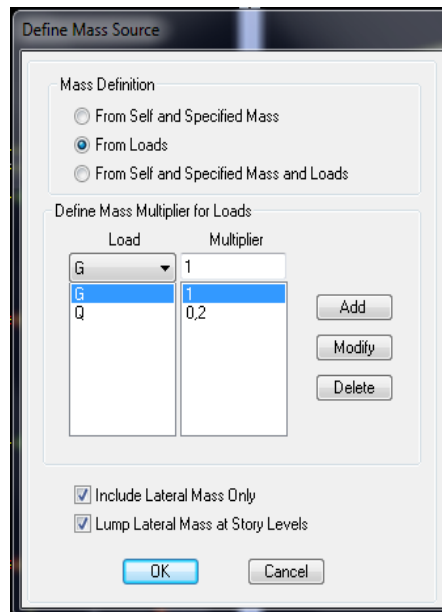


- Mass- Source :

Define → Mass source :

- La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente

- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

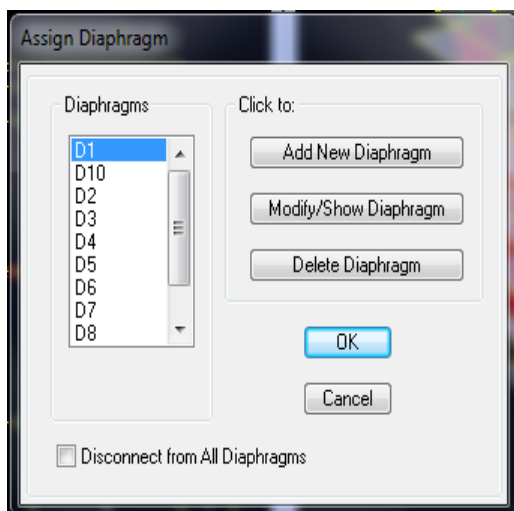


- **Diaphragme :**

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**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

III -1-4-8-8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats

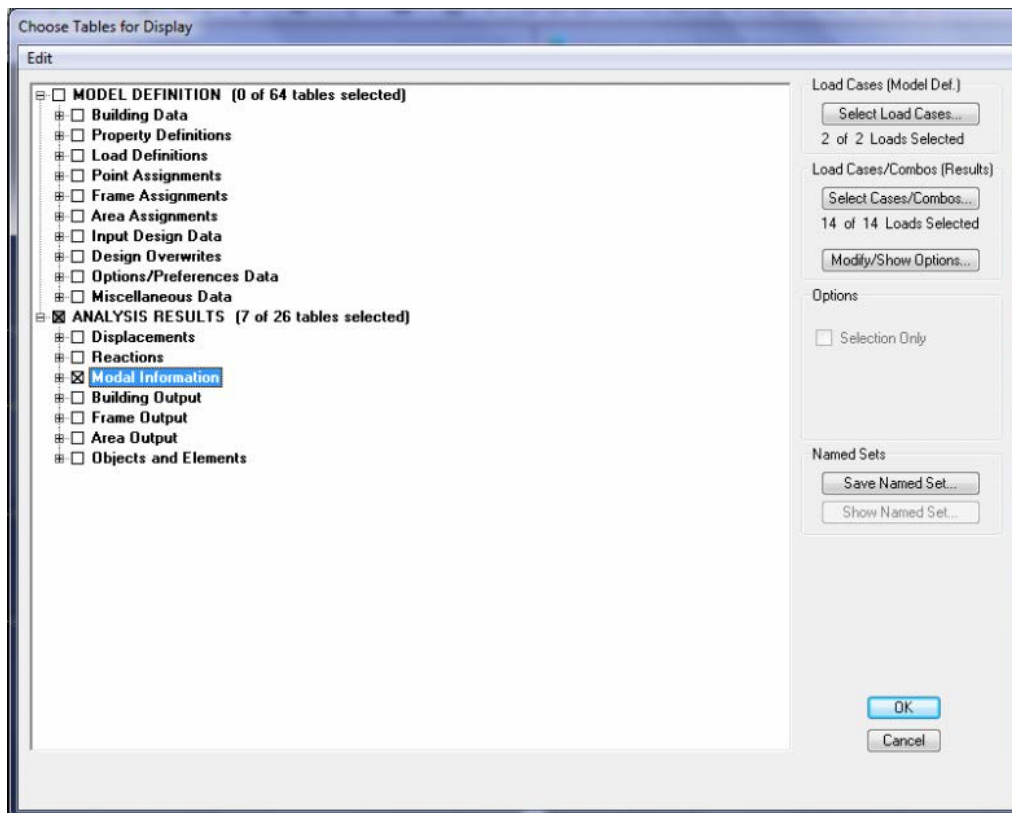
- Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

- Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



- Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

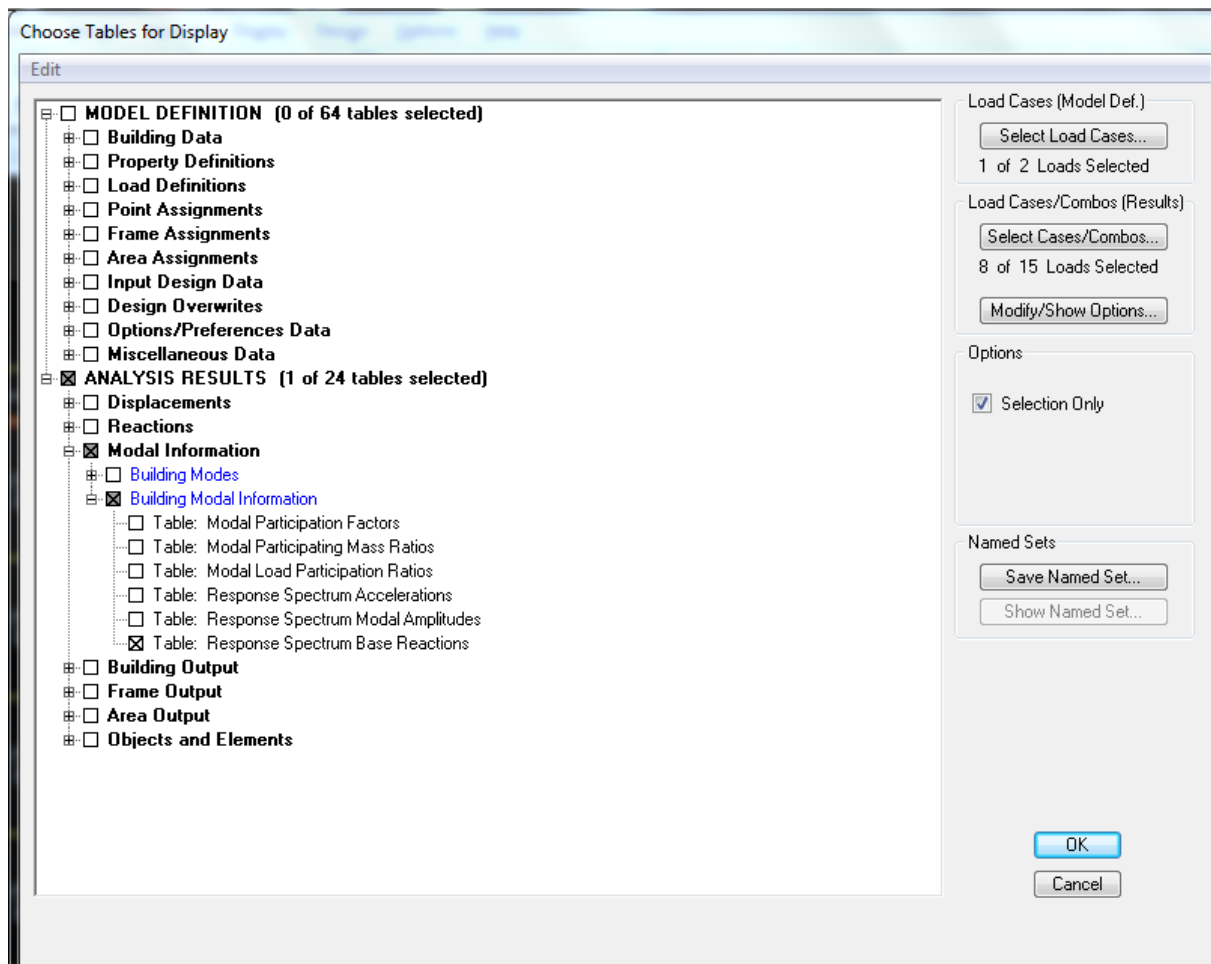
- Déplacements:

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 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3.9489	1.6253
End Point	27.1224	1.6253

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.5867	1.6253	0.	0.

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4.787E-10	1.191E-08	34145.696	-4.786E-10	-1.191E-08	-33522.39
Moment	296521.01	21920.8046	-4.109E-08	-291690.28	-21523.949	4.109E-08

Close Refresh

Remarque :

Pour avoir l'effort tranchant repris par les portiques seulement on désélectionne la case Walls et on click sur Refresh, même chose pour avoir l'effort tranchant repris pas les voiles.

- Poids totale de la structure :

Pour avoir le poids totale de structure on click sur Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Building data** → **Groupe** → **Groupe Masses and Weights**

Et on lit le poids du tableau

	Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
▶	ALL	0.0000	25413.631	3604.2272	3604.2272	0.0000

IV -1- Vérification des conditions du RPA

IV -1-1- Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} , pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{analytique} < 0.8 V_{MSE}$ alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{MSE}/V_{analytique}$, et pour cela on multiplie le facteur $g=9,81m/s^2$ (gravité) de la réponse spectrale par $0.8V_{MSE}/V_{analytique}$.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables.

IV -1-2- Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien “**RPA99 version 2003**” propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d’application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d’analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes.

La structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (car la structure est irrégulière en plan), alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale (peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise).

Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d’accélération de zone.

η : Coefficient de correction d’amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 10 \%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.76$$

A = 0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 5 (structure mixte avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003).

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble).

$T_1 = 0.15$ seconde et $T_2 = 0.5$ seconde (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

IV -1-3- Résultat de calcul :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique modales calculés par le logiciel ETABS sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.570333	73.1067	0.0001	0	73.1067	0.0001	0
2	0.519457	0.0002	67.9175	0	73.107	67.9176	0
3	0.420617	0.3135	0.0061	0	73.4205	67.9237	0
4	0.158664	12.0529	0.0002	0	85.4733	67.9239	0
5	0.127999	0.0043	17.7991	0	85.4776	85.723	0
6	0.121684	1.8548	0.028	0	87.3324	85.751	0
7	0.078994	1.3275	0.0001	0	88.6599	85.7511	0
8	0.066111	3.1225	0	0	91.7824	85.7511	0
9	0.055339	0	6.3502	0	91.7824	92.1013	0
10	0.048726	0.0026	0.0016	0	91.7851	92.1029	0
11	0.040186	2.3063	0	0	94.0913	92.1029	0

- Remarque :

Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,57$ sec.

Le 1er et 2ème mode sont des modes de translation.

Le 3ème mode est un mode de torsion.

Les 11 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon l'article 4.34.a du RPA 99 version 2003).

IV -1-4- L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$.

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Elle doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les valeurs de l'excentricité calculée par l'ETABS sont données par les tableaux suivants :

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%LX$$

Story		XCM	XCR	CM-CR	5% LX	CONDITION
RDC	D1	10.595	10.949	-0.354	1.28	Vérifiée
ETAGES	D2	10.993	10.948	-0.045	1.28	Vérifiée
ETAGE1	D3	11.002	10.948	-0.054	1.28	Vérifiée
ETAGE2	D4	11.002	10.948	-0.054	1.28	Vérifiée
ETAGE3	D5	11.002	10.948	-0.054	1.28	Vérifiée
ETAGE4	D6	11.004	10.948	-0.056	1.28	Vérifiée
ETAGE5	D7	10.979	10.948	-0.031	1.28	Vérifiée
ETAGE6	D8	10.979	10.948	-0.031	1.28	Vérifiée
ETAGE7	D9	11.035	10.948	-0.087	1.28	Vérifiée
ETAGE8	D10	10.95	10.949	-0.001	1.28	Vérifiée

Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%Ly$$

Story		YCM	YCR	CM-CR	5% LY	CONDITION
RDC	D1	9.719	11.383	-1.664	0.89	Non Vérifiée
ETAGES	D2	8.786	12.16	-3.374	0.89	Non Vérifiée
ETAGE1	D3	10.031	11.931	-1.900	0.89	Non Vérifiée
ETAGE2	D4	10.031	11.632	-1.601	0.89	Non Vérifiée
ETAGE3	D5	10.031	11.368	-1.337	0.89	Non Vérifiée
ETAGE4	D6	10.349	11.153	-0.804	0.89	Vérifiée
ETAGE5	D7	11.237	10.884	-0.353	0.89	Vérifiée
ETAGE6	D8	11.236	10.688	-0.548	0.89	Vérifiée
ETAGE7	D9	11.742	10.597	1.145	0.89	Non Vérifiée
ETAGE8	D10	10.468	10.732	-0.264	0.89	Vérifiée

IV -1-5- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La vérification de la condition de l'effort tranchant à la base nous permet de faire un dimensionnement parasismique par la méthode spectrale.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

$$A = 0.15$$

$$R = 5 \text{ (portique/voile avec interaction).}$$

$W = 25413,631 \text{ KN}$ (poids total de la structure déterminé de l'ETABS).

D (facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Régularité en plan :

-La tour doit présenter une forme symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant $x \Rightarrow$ **condition non vérifiée**

Suivant $y \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens $x-x$: $11.4/25.67 = 0.44 > 0.25 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Sens $y-y$: $4.5/19.73 = 0.23 < 0.25$ Condition vérifiée

La régularité en plan n'est pas vérifiée suivant x donc $P_{1x} = 0.05$

La régularité en plan est vérifiée suivant y donc $P_{1y} = 0$

Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation $\Rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

-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.

$$\begin{cases} W_{\text{étage8}} = 305,68 \text{ KN} \\ W_{\text{étage7}} = 163.81 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{La variation de la masse est brusque} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

-Décochement en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{16.93}{19.73} = 0.85 > 0.67$$

La régularité en élévation n'est pas vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$

Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. **Condition vérifiée**

$$P_{3x} = 0$$

$$P_{3y} = 0$$

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : on a 6 filles de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 5.25/3.5 = 1.5 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.5/4.40 = 0.79 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 4.40/3.5 = 1.26 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.50/5.25 = 0.67 < 1.5$$

⇒ **Condition vérifiée**

Suivant y-y : on a 5 filles de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 4.50/4.50 = 1 < 1.5$$

⇒ **Condition vérifiée**

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont observés en zone II et III.

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Alors : $Q_x = 1.1$; $Q_y = 1.05$; on prend la valeur la plus pénalisante : $Q = 1.1$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (D), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0.647; 0.616\} = 0.616 \text{ seconde}$$

L'article 4.24 du RPA99version2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

$$1.3T_{\text{empirique}} = 0.801 \text{ seconde} > T_{\text{analytique}} = 0.570 \text{ seconde} \Rightarrow T = T_{\text{empirique}} = 0.801 \text{ seconde}$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 0.801 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 1.388$$

$$A = 0.15$$

R = 5 (structure mixte avec interaction).

W = 25413,631 KN (poids total de la structure déterminé du ETABS).

$$D = 1.388$$

$$Q_x = 1.1$$

$$Q_y = 1.05$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{On trouve: } \begin{cases} V_x = 1164,05 \text{ KN} \\ V_y = 1111,13 \text{ KN} \end{cases}$$

- **L'effort tranchant à la base :**(déterminé de l'ETABS)

$$V_{x \text{ anal}} = 2052.48 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ anal}} = 2106.31 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ anal}} = 2052.48 > 80\% V_x = 931.24 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ anal}} = 2106.31 > 80\% V_y = 888.90 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

$$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow \text{l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.}$$

IV -1-6- Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Suivant Ex :

Story	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
ETAGE 8	0.0094	0.0007	0.0288	Vérifiée
ETAGE 7	0.0087	0.0010	0.0288	Vérifiée
ETAGE 6	0.0077	0.0009	0.0288	Vérifiée
ETAGE 5	0.0068	0.0011	0.0288	Vérifiée
ETAGE 4	0.0057	0.0010	0.0288	Vérifiée
ETAGE 3	0.0047	0.0011	0.0288	Vérifiée
ETAGE 2	0.0036	0.0011	0.0288	Vérifiée
ETAGE 1	0.0025	0.0010	0.0288	Vérifiée
ETAGES	0.0015	0.0012	0.0288	Vérifiée
RDC	0.0003	0.0003	0.0448	Vérifiée

Suivant Ey :

Story	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	1% h_e	Condition
ETAGE 8	0.0089	0.0010	0.0288	Vérifiée
ETAGE 7	0.0079	0.0012	0.0288	Vérifiée
ETAGE 6	0.0067	0.0011	0.0288	Vérifiée
ETAGE 5	0.0056	0.0011	0.0288	Vérifiée
ETAGE 4	0.0045	0.0010	0.0288	Vérifiée
ETAGE 3	0.0035	0.0009	0.0288	Vérifiée
ETAGE 2	0.0026	0.0009	0.0288	Vérifiée
ETAGE 1	0.0017	0.0007	0.0288	Vérifiée
ETAGES	0.0010	0.0008	0.0288	Vérifiée
RDC	0.0002	0.0002	0.0448	Vérifiée

IV -1-7- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = 1283.16$ KN

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1283.16}{0.45 \times 0.45 \times 25000} = 0.25 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV -1-8- Justification de l'interaction portiques-voiles:

D'après RPA (article 3.4.a) le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

A partir du logiciel (ETABS) à l'aide de l'option **Section Cut**, on tire l'effort repris par les portiques et par les voiles

Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 2853.4649 (14%)

Sens yy : 483.1071 (9.60%)

Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : 17494.825 (86%)

Sens yy : 4570.5115 (90%)

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

V- Ferraillage des poteaux

V-1-Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M_{2-2} , M_{3-3})

Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables, dans les deux sens et en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression ou de traction et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Moment minimal et effort normal correspondant.

V-2- Conventions :

- $N > 0$: compression
- $N < 0$: traction

V-3-Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

- Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2)

$G + Q \pm E$ (2)

$0,8 G \pm E$ (3)

V-4-Recommandation du RPA 99/version 2003 :**- Armatures longitudinales :**

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

Le pourcentage minimum est de **0,8 % (zone II a)**.

- **Poteaux 45x45** : $A_{s \min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$
- **Poteaux 40x40** : $A_{s \min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Zone courante :

Poteaux 45x45 : $A_{s \max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Zone de recouvrement :

Poteaux 45x45 : $A_{s \max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s \max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II a)

La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone II a)**.

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

$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales, $f_e=400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2,5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5.22$

$t \leq \text{Min} (10 \Phi_1, 15\text{cm})$ en zone nodal. (Zone II a)

$t \leq 15 \Phi_1$ en zone courante, avec

Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t.b_1}$ en %) est donnée par :

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V-5-Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

- Ferrailage des poteaux loin des voiles :

Zone	Section	N (KN)	M _{cor} (KN.m)	Comb	A _s (cm ²)	A _{SAdopté} (cm ²)
Zone I S.sol ,Rdc ,ES,1 ^{ère} étage	45x45	N _{MAX} =-1608,41	M _{2COR} =1,255	ELU	0	0
			M _{3COR} =-4,547		0	
		N _{MIN} =444,4	M _{2COR} =4,873	ACC	5,86	5,86
			M _{3COR} =2,929		5,74	
		M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté} (cm²)
		M _{2MAX} =54,401	N _{COR} =-497,09	ACC	0	1,29
		M _{3MAX} =74,401	N _{COR} =-259,15		1,29	
		M _{2MIN} =-47,672	N _{COR} =-1187,08	ELU	0	0
		M _{3MIN} =-74,251	N _{COR} =-790,67	ACC	0	
Zone II Etagé 2, 3, 4, 5	45x45	N (KN)	M_{cor} (KN.m)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté} (cm²)
		N _{MAX} =-989,86	M _{2COR} =-39,286	ELU	0	0
			M _{3COR} =-12,985		0	
		N _{MIN} =135,37	M _{2COR} =4,354	ACC	1,97	1,81
			M _{3COR} =1,848		1,81	
		M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté} (cm²)
		M _{2MAX} =73,367	N _{COR} =-156,03	ACC	2,48	2,99
		M _{3MAX} =87,154	N _{COR} =-185,85		2,99	
		M _{2MIN} =-55,369	N _{COR} =-271,85	ACC	0	2,09
		M _{3MIN} =-86,012	N _{COR} =-252,99		2,09	
Zone III Etagé 6, 7	40x40	N (KN)	M_{cor} (KN.m)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté} (cm²)
		N _{MAX} =-250,53	M _{2COR} =1,012	ELU	0	0
			M _{3COR} =-1,731		0	
		N _{MIN} =23,66	M _{2COR} =2,104	ACC	0,45	0,45
			M _{3COR} =0,235		0,31	
		M(KN.m)	N_{cor}(KN)	Comb	A_s (cm²)	A_{SAdopté} (cm²)
		M _{2COR} =55,617	M _{2COR} =-139,36	ACC	2,07	3,52
		M _{3COR} =70,088	M _{3COR} =-108,44		3,52	
		M _{2COR} =-40,291	M _{2COR} =-171,52	ACC	0,55	3,16
		M _{3COR} =-69,052	M _{3COR} =-131,18		3,16	

Tab 1-V : Ferrailage des poteaux loin des voiles

Poteaux 45x45 : Zone I :

Sens xx : $As_{1\max} = 5,86 \text{ cm}^2$, on opte : **2 HA16 + 2 HA14 = 7,1 cm²** posé symétriquement.

Sens yy : $As_{2\max} = 5,86 \text{ cm}^2$, on opte : **2 HA16 + 2 HA14 = 7,1 cm²** posé symétriquement.

La section totale est de **4 HA16 + 8 HA14 = 20,35 cm² > $A_{s\min} = 16,20 \text{ cm}^2$** .

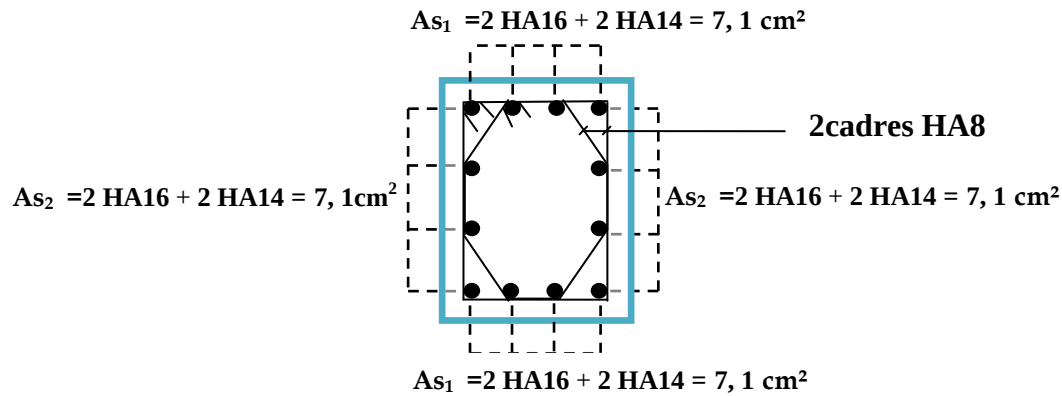


Fig 1-V : Schéma ferraillage poteaux (45x45) zone I

Poteaux 45x45 : Zone II :

Sens xx : $As_{1\max} = 2,99 \text{ cm}^2$, on opte : **2 HA16 + 2 HA14 = 6,28 cm²** posé symétriquement.

Sens yy : $As_{2\max} = 2,99 \text{ cm}^2$, on opte : **2 HA16 + 2 HA14 = 6,28 cm²** posé symétriquement.

La section totale est de **4 HA16 + 8 HA12 = 17,09 cm² > $A_{s\min} = 16,20 \text{ cm}^2$** .

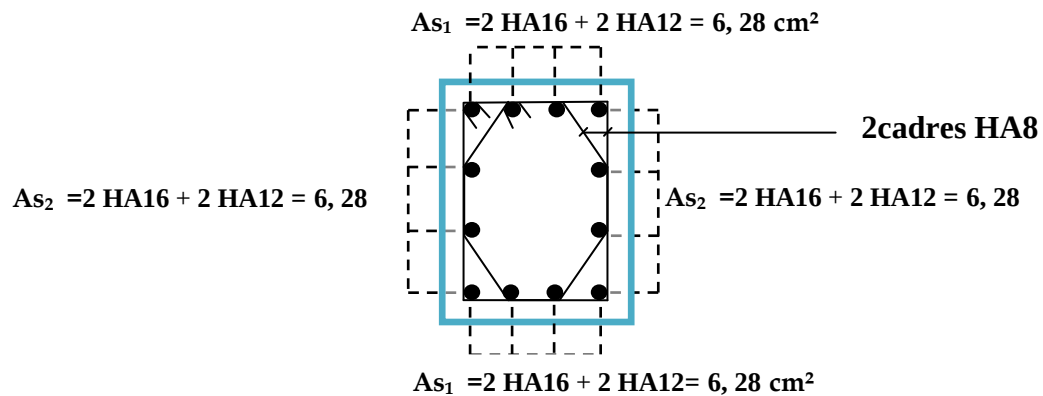


Fig 2-V : Schéma ferraillage poteaux (45x45) zone II

Poteaux 40x40 : Zone III :

Sens xx : $AS_{1\max} = 3,52 \text{ cm}^2$, on opte : **2 HA14 + 2 HA12 = 5,34 cm²** posé symétriquement.

Sens yy : $AS_{2\max} = 3,52 \text{ cm}^2$, on opte : **2 HA14 + 2 HA12 = 5,34 cm²** posé symétriquement.

La section totale est de **8 HA12+ 4 HA14 = 15,20 cm² > $A_{s\min} = 12.8 \text{ cm}^2$** .

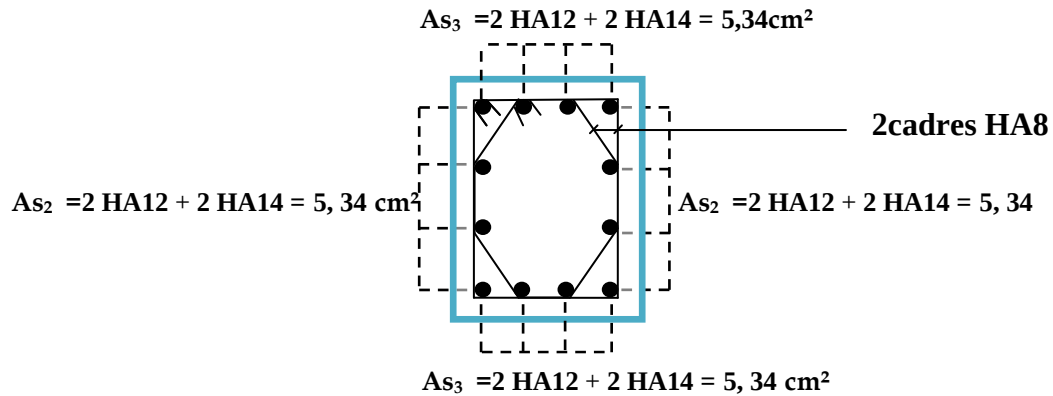


Fig 3-V : Schéma ferraillage poteaux (40x40) zone III

V-6-Vérification à l'ELU :**a) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Elancement géométrique des poteaux :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}, \quad l_f = 0.5 l_0$$

$$\lambda_g = \frac{0.5 l_0}{a}$$

Poteaux 45x45 pour le S.sol :

$$\lambda_g = 2.67 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{62.08 \times 10^3}{450 \times 405} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Poteaux 45x45 pour le RDC :

$$\lambda_g = 4,47 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{50.58 \times 10^3}{450 \times 405} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Poteaux 45x45 :

$$\lambda_g = 2,7 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{58.47 \times 10^3}{450 \times 405} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Poteaux 40x40 :

$$\lambda_g = 3,35 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\tau_u = \frac{53.17 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont admissibles.

b) Calcul des armatures transversales :

Ces armatures ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

- Le Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

On adoptera des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = \mathbf{4 \text{ HA8}}$

- **Espacement des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Elancement géométrique des poteaux :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}, \quad l_f = 0.5 l_0$$

$$\lambda_g = \frac{0.5 l_0}{a}$$

Poteaux 45x45 pour le S.Sol :

$$\lambda_g = 2,67 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{3,75 \times 62,08 \times 10^3} = 15,5 \text{ cm}$$

Poteaux 45x45 pour le RDC :

$$\lambda_g = 4,47 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{3,75 \times 50,58 \times 10^3} = 19,07 \text{ cm}$$

Poteaux 45x45 :

$$\lambda_g = 2,7 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{3,75 \times 58,47 \times 10^3} = 16,5 \text{ cm}$$

Poteaux 40x40 :

$$\lambda_g = 3,35 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{201 \times 400 \times 400}{3,75 \times 53,17 \times 10^3} = 16,1 \text{ cm}$$

c) Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

P.S :

A la zone nodale qui est très sensible aux séismes, on met des armatures en U superposées avec alternances d'orientation, à fin de la consolider et ainsi la rendre moins vulnérable.

- **Longueurs de recouvrement :** $L_f = 40 \phi_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$

- **Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si: $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Poteaux 45x45 pour le RDC :

$$\lambda_g = 4,47 < 5$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,427\% \times S_t \times b = 0,00427 \times 10 \times 45 = 1,92 \text{ cm}^2.$$

En zone courante ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40x40 : (du 6 au 7^{ème} étage) :

$\lambda_g = 3,35 < 5$ alors on interpole on trouve :

$$A_t^{\min} = 0,502 \text{ cm}^2$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,502\% \times S_t \times b = 0,00502 \times 10 \times 40 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

En zone courante ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_t^{\min} = 0,502\% \times S_t \times b = 0,00502 \times 10 \times 40 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1,92 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 < \text{Adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Tableaux récapitulatifs :

Niveaux	vu (KN)	λ_g	ρ_a	b (cm)	h (cm)	ρ_d	At (cm ²)	Atmin	Atadop (cm ²)	St (cm)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	observation
45x45 (S.Sol)	62.08	4.11	3.75	45	45	0.04	3,14	2,63	3,14	10	0.34	1.00	vérifiée
45x45 (RDC)	50.58	6.72	2.5	45	45	0.075	3,14	1,35	3,14	10	0.28	1.875	vérifiée
45x45	58.47	4.21	3.75	40	40	0.04	3,14	2,71	3,14	10	0.32	1.00	vérifiée
40x40	53.17	4.73	3.75	40	40	0.04	3,14	2,92	3,14	10	0.37	1.00	vérifiée

Tab 2-V : Tableaux récapitulatifs

d) Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux 45x45:

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{maxcorr}	-1608.41	-4.54	0,0028	5,61	20.35
N _{min} → M _{mincorr}	444.4	4.87	0,011	5,60	20.35
M _{max} → N _{maxcorr}	87.154	-185.85	-2,13	4,89	20.35
M _{min} → N _{mincorr}	-86.012	-252.99	2,94	7,64	20.35

Poteaux 40x40:

Combinaison	N(KN)	M (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M _{maxcorr}	-250.53	-4.54	0.018	4,40	15,20
N _{min} → M _{mincorr}	18.48	4.87	0.264	4,50	15,20
M _{max} → N _{maxcorr}	70.068	-1608.41	-22.95	2,39	15,20
M _{min} → N _{mincorr}	-69.052	444.4	-6.44	3,13	15,20

V-7- Vérification à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton et pour cela :

On calcul les contraintes du béton et de l'acier dans les deux directions 3-3 et 2-2

et on les compare aux contraintes admissibles afin de vérifier les sections adoptées à l'ELS

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Remarque :

Les contraintes positives représentent des compressions, et les contraintes négatives représentent des tractions.

Tableau récapitulatif des contraintes :

-Vérification des contraintes :

pot	N (KN)	M (KN.m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	h/2- c	e (cm)	nat	σ_{bc} (Mpa)		σ_{st} (Mpa)		$\overline{\sigma}_b$ Mpa	$\overline{\sigma}_s$ Mpa	obs
								sup	inf	sup	inf			
Zone I 45X45	N _{max} = -1160.19	M _{cor} = -3.219	14,2	14,2	19.5	0.28	SEC	4,59	4,88	69,1	72,9	15	348	OK
	N _{min} = -66.09	M _{cor} = 0.935	14,2	14,2	19.5	-1.4	SEC	0.3	0,23	4.59	3.5	15	348	OK
	N _{cor} = -785.22	M _{max} = -39.09	14,2	14,2	19.5	4.9	SEC	1.46	4.95	25.4	70.8	15	348	OK
	N _{cor} = -678.03	M _{min} = 30.266	14,2	14,2	19.5	-4.5	SEC	4.12	1.41	59.1	23.9	15	348	OK
Zone II 45X45	N _{max} = -714.86	M _{cor} = -27.964	12.56	12.56	19.5	3.9	SEC	1.68	4.27	27.8	61.5	15	348	OK
	N _{min} = -1.32	M _{cor} = -0.438	12.56	12.56	19.5	33.18	SPC	0	0.03	-0.48	0.40	15	348	OK
	N _{cor} = -220.09	M _{max} = 37.869	12.56	12.56	19.5	-17.2	SEC	2.87	0	38.7	-17.3	15	348	OK
	N _{cor} = -292.5	M _{max} = -32.874	12.56	12.56	19.5	11.24	SEC	0	2.77	-2.38	38.4	15	348	OK
Zone III 40x40	N _{max} = -181.56	M _{cor} = -7.591	10,68	10,68	17	4.18	SEC	0.41	1.14	6.82	16.4	15	348	OK
	N _{min} = -6.6	M _{cor} = -0.184	10,68	10,68	17	2.79	SEC	0.02	0,04	0.31	0.54	15	348	OK
	N _{cor} = -119.62	M _{max} = 32.252	10,68	10,68	17	-26.9	SEC	2.47	0	32	-34	15	348	OK
	N _{cor} = -67.72	M _{max} = -31.732	10,68	10,68	17	46.86	SPC	0	2.34	-50.4	29	15	348	OK

Tab 3-V : Vérification des contraintes

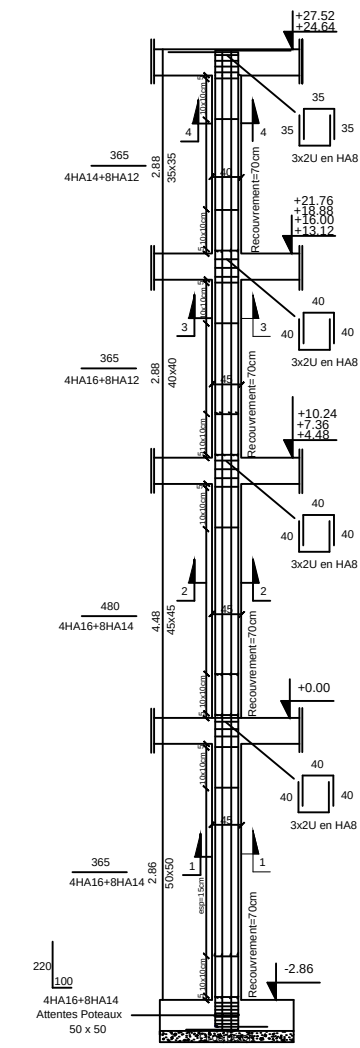
Les contraintes dans l'acier et dans le béton non pas atteint les contraintes admissibles.

Conclusion :

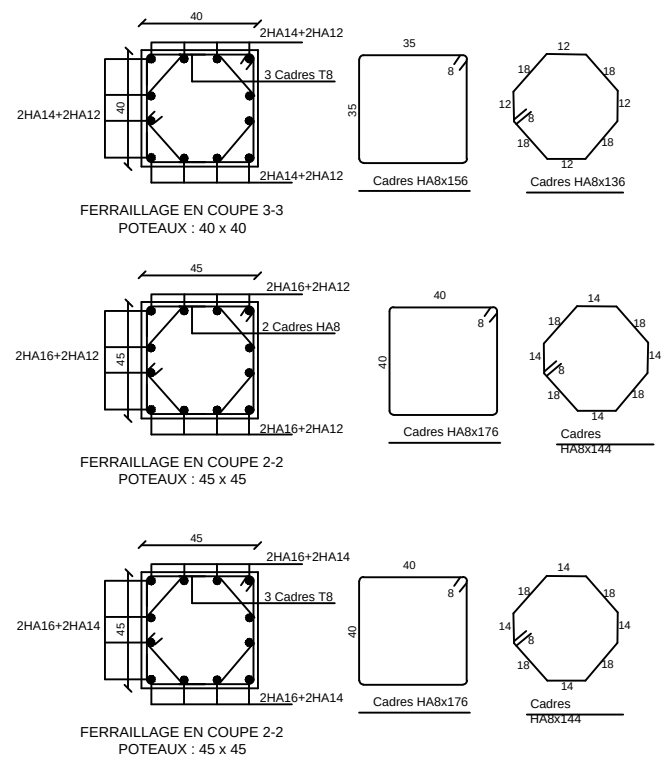
Toutes les conditions sont vérifiées alors le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

Poteau	Section (cm ²)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St cm (z.courante)	St cm (z.nodale)
Zone I (45x45)	45x45	8 HA14 + 4HA16	4 Φ 10	10	10
Zone II (45x45)	45x45	8 HA12 + 4HA16	4 Φ 10	10	10
Zone III (40x40)	40x40	8 HA12 + 4HA14	4 Φ 10	10	10

Tab 4-V : Résumé ferraillage des poteaux



FERRAILLAGE DES POTEUX CENTRAUX



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR :		TITRE :
Mr. KHELIL Djamel.		Ferrailage des poteaux
Mr. MOUSSOUNI Tatik		
DIRIGE PAR :		
Mr. HARMIM		
PROMOTION 2013-2014	PLANCHE N°	ECHELLE

VI-Ferraillage des poutres

VI-1-1-Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI-1-2-Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q.....$ à l'ELU
- $G + Q$ à l'ELS
- $G+Q\pm E.....$ RPA99 révisé 2003
- $0.8G\pm E.....$ RPA99 révisé 2003

VI-1-3-Recommandation pour le ferraillage des poutres :

a) Recommandation du CBA93 : (Condition De Non Fragilité)

Il faut respecter les pourcentages minimaux donnés d'après CBA93 :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres principale (30 x 45) : $A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$.

Pour les poutres secondaire (25 x 35) : $A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$.

- Vérification de la contrainte tangente :

Les règles CBA93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

V_u = effort tranchant à L'E.L.U.

b = largeur de la poutre.

d = hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

- Disposition constrictives :

Calcul de l'espacement : espacement S_t des cours d'armatures transversales :

CBA93 (A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) nous donne la formule suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

b) Recommandation du RPA 99 version 2003 :

- Armatures longitudinales :

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

-Poutres principales de (30 x 45) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$

-Poutres secondaires de (25 x 35) : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = \mathbf{4,38 \text{ cm}^2}$

2) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement.

Poutres principales de (30x45) :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$

Poutres secondaires de (25x35) :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = \mathbf{35 \text{ cm}^2}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = \mathbf{52,5 \text{ cm}^2}$

3) La longueur minimale de recouvrement et de **40 Ø** en zone **IIa**.

4) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

- Armatures transversales :

1) La quantité minimal des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

2) L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) ; \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

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

VI-1-4- Ferraillages des poutres principales :

On a deux méthodes pour le calcul du ferraillage :

1^{ère} méthode : calcul manuel

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

Soit :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Pour les FeE400 :

si $\mu_b < \mu_l$ section simplement armée

si $\mu_b > \mu_l$ section doublement armée

- **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :**

$$\text{si } \mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :**

$$\mu_b > \mu_l = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

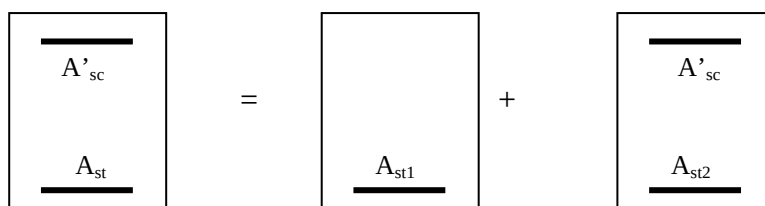


Fig 1-VI : ferraillage de la poutre doublement armée

A_{st} : La section d'acier inférieure tendue,

A'_{sc} : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta l$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc}(d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s(d - c')}$$

2^{ème} méthode : calcul automatique

Dans ce cas là le calcul se fera à l'aide du logiciel « Socotec ».

Pour notre cas on a utilisé la 2^{ème} méthode et les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

a) Loin des voiles :

- Ferraillage en travée :

Niv	M (KN.m)	A _s [cm ²]	Ferraillage	A _{s adopte} [cm ²]	Ferraillage total	A _{s total} [cm ²]	A _{min} (cm ²)
7	52.977	3,67	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
6	56.204	3,35	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
5	55.218	3,29	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
4	59.778	3,57	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
3	55.624	3,31	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
2	54.054	3,31	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
1	49.244	2,93	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
ES	49.146	3,4	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
RDC	38.666	2,29	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
S.Sol	85.705	6,09	3HA14 (fil)+2HA12 (chap)	6,88	(3HA14 (fil)+2HA12 (chap)) inf+ (3HA12) sup (fil)	10,27	6,75

Tab 1-VI : ferraillage de la poutre principale loin des voiles
en travée

- Ferrailage en appuis Sup :

Niv	M (KN.m)	A _s [cm ²]	Ferrailage	A _{s adopté} [cm ²]	Ferrailage total	A _{s total} [cm ²]	A _{min} (cm ²)
7	-69.119s	4,14	3HA12 (fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
6	-105.147	7,59	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	12.63	6,75
5	-106.271	6,49	3HA12 (fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
4	-110.064	6,73	3HA12(fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
3	-98.565	5,99	3HA12(fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
2	-97.164	5,9	3HA12(fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
1	-94.159	5,71	3HA12(fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
ES	-90.336	5,47	3HA12(fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
RDC	-80.959	4,88	3HA12(fil)+3HA12 (chap)	6,78	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	11,4	6,75
S.Sol	-121.112	8,87	3HA12(fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA12 (chap)) sup + (3HA14) inf (fil)	14.04	6,75

**Tab 2-VI : ferrailage de la poutre principale loin des voiles
au appuis**

Le ferrailage adopté :**S-Sol :**

Lit inférieur : **3HA14** filante + **2HA12** en chapeaux.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **3HA16** en chapeaux.

RDC, Etage S, 1, 2, 3, 4, 5:

Lit inférieur : **3HA14** filantes.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **3HA12** en chapeaux.

Etage 6 :

Lit inférieur : **3HA14** filantes.

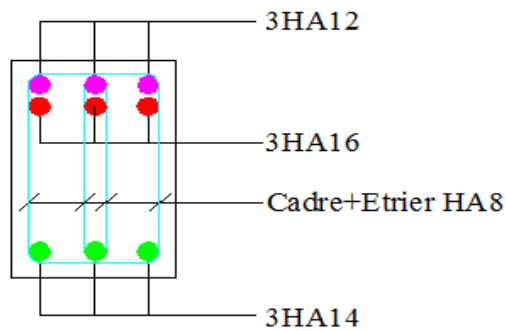
Lit supérieur : **3HA12**filantes + **3HA14** en chapeaux.

Etage 7 :

Lit inférieur : **3HA14** filantes.

Lit supérieur : **3HA12**filantes + **3HA12** en chapeaux.

Appuis



Travée

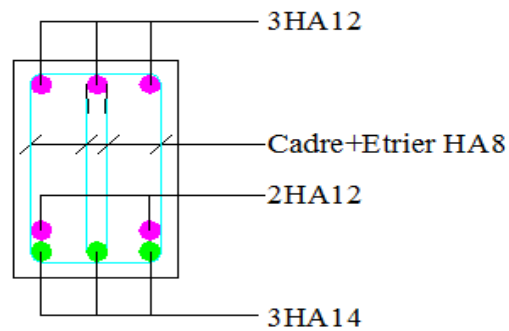


Fig 2-VI : Exemple de ferrailage PP s.sol loin des voiles.

b) Sous voiles :

- Ferrailage en travée :

Niv	M_{sa} (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\ adop}$ [cm ²]	Ferrailage total	$A_{s\ total}$ [cm ²]	A_{min} (cm ²)
7	10,429	0,61	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
6	58,45	3,49	3HA14 (fil)	4,62	(3HA14) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	8,01	6,75
5	88,65	5,37	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
4	103,93	6,34	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
3	119,978	7,37	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
2	132,837	8,22	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
1	139,25	8,64	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
ES	139,25	8,64	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
RDC	129,267	7,98	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75
S.Sol	77,304	4,65	3HA14 (fil)+3HA14 (chap)	9.24	(3HA14 (fil)+3HA14 (chap)) inf+ (3HA12) sup(fil)	12.63	6,75

Tab 3-VI : ferrailage de la poutre principale sous voiles
en travée

- Ferrailage en appuis Sup :

Niv	M _{sa} (KN.m)	A _{s sa} [cm ²]	Ferrailage	A _{s adopté} [cm ²]	Ferrailage total	A _{s total} [cm ²]	A _{min} (cm ²)
7	-22,204	1,3	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA14) inf (fil)	6,78	6,75
6	-103,707	6,32	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA14) inf (fil)	11,09	6,75
5	-129,777	8,02	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA16) inf(fil)	15,45	6,75
4	-132,748	8,21	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	15,45	6,75
3	-131,755	8,15	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	15,45	6,75
2	-133,152	8,24	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	15,45	6,75
1	-139,937	8,69	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	15,45	6,75
ES	-139,772	8,68	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	15,45	6,75
RDC	-129,773	8,02	3HA12 (fil)+3HA16 (chap)	9,42	(3HA12 (fil)+3HA16 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	15,45	6,75
S.Sol	-78,222	4,71	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	6,03	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) sup+ (3HA14) inf(fil)	11,68	6,75

**Tab 4-VI : ferrailage de la poutre principale sous voiles
au appuis**

S-Sol :

Lit inférieur : **3HA14** filantes + **3HA14** en chapeaux.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **2HA12** en chapeaux.

RDC au 5^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA14** filantes+**3HA14** en chapeaux.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **3HA16** en chapeaux.

6^{ème}, 7^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA14** filantes.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **2HA14** en chapeaux.

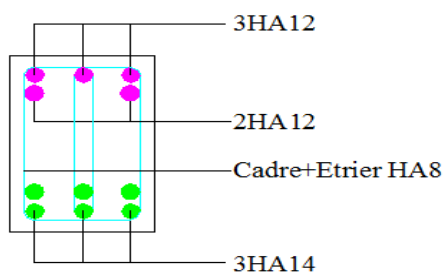
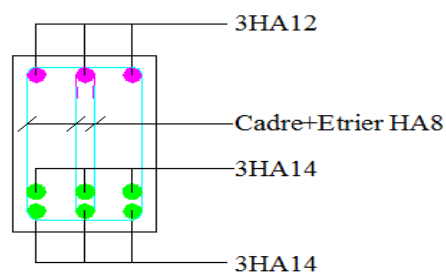
Appuis**Travée**

Fig 3-VI : Exemple de ferrailage PP s.sol sous voiles.

VI-1-5- Ferrailages des poutres secondaires :

a) Loin des voiles :

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA99 version 2003 exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- Ferrailage en travée :

Niv	M (KN.m)	$A_{s\text{ elu}}$ [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\text{ adopté}}$ [cm ²]	Ferrailage total	$A_{s\text{ total}}$ [cm ²]	A_{min} (cm ²)
7	18.781	1,45	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
6	31.663	2,89	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
5	21.545	1,66	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
4	21.766	1,68	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
3	20.201	1,56	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
2	18.403	1,42	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
1	16.38	1,26	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
ES	13.766	1,06	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
RDC	10.57	0,81	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
S.Sol	4.044	0,31	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38

Tab 5-VI : ferrailage de la poutre secondaire loin des voiles

en travée

- Ferrailage en appuis Sup :

Niv	M (KN.m)	A_s [cm ²]	Ferrailage	$A_{s\text{ adopté}}$ [cm ²]	Ferrailage total	$A_{s\text{ total}}$ [cm ²]	A_{min} (cm ²)
7	-24.993s	1,94	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) sup (fil)+ (3HA12) inf (fil)	6,78	4,38
6	-51.42	4,84	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
5	-70.994	6,92	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
4	-71.259	6,95	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
3	-71.183	6,94	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
2	-71.16	6,94	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
1	-71.16	6,94	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
ES	-70.977	6,92	3HA12 (fil)+3HA14 (chap)	8,01	(3HA12 (fil)+3HA14 (chap)) sup + (3HA12) inf (fil)	13,86	4,38
RDC	-15.521	1,19	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) sup (fil)+ (3HA12) inf (fil)	6,78	4,38
S.Sol	-8.967	0,68	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) sup (fil)+ (3HA12) inf (fil)	6,78	4,38

Tab 6-VI : ferrailage de la poutre secondaire loin des voiles

au appuis

S-Sol, RDC et 7^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA12** filantes.

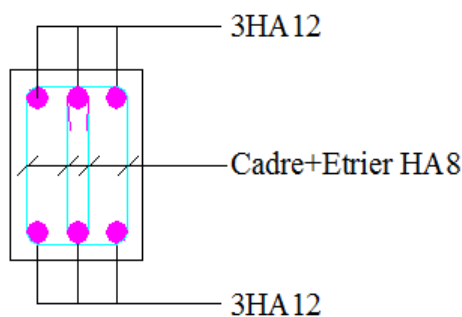
Lit supérieur : **3HA12** filantes.

De l'étage de S au 6^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA12** filantes.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **3HA14** en chapeaux.

Appuis



Travée

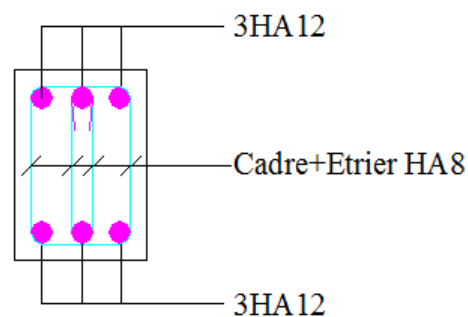


Fig 4-VI : Exemple de ferrailage PS s.sol loin des voiles.

b) Sous voiles :

- Ferrailage en travée :

Niv	M_s (KN.m)	A_s [cm ²]	Ferrailage	$A_{s \text{ adop}}$ [cm ²]	Ferrailage total	$A_{s \text{ total}}$ [cm ²]	A_{min} (cm ²)
7	2,238	0,13	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
6	65,105	3,9	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,56	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) inf + (3HA12) sup (fil)	9,05	4,38
5	65,116	3,9	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,56	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) inf + (3HA12) sup (fil)	9,05	4,38
4	67,438	4,04	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,56	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) inf + (3HA12) sup (fil)	9,05	4,38
3	63,022	3,77	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,56	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) inf + (3HA12) sup (fil)	9,05	4,38
2	58,747	3,51	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,56	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) inf + (3HA12) sup (fil)	9,05	4,38
1	54,147	3,22	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,56	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) inf + (3HA12) sup (fil)	9,05	4,38
ES	48,006	2,85	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
RDC	39,039	2,31	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38
S.Sol	20,024	1,17	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) inf (fil)+ (3HA12) sup (fil)	6,78	4,38

**Tab 7-VI : ferrailage de la poutre secondaire sous voiles
en travée**

- **Ferrailage en appuis Sup :**

Niv	M _s (KN.m)	A _{s sa} [cm ²]	Ferrailage	A _{s adop} [cm ²]	Ferrailage total	A _{s total} [cm ²]	A _{min} (cm ²)
7	-1,835	0,11	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) sup (fil)+ (3HA12) inf (fil)	6,78	4,38
6	-90,69	5,49	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	11,09	4,38
5	-105,17	6,42	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	11,09	4,38
4	-104,69	6,39	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA12) inf	11,09	4,38
3	-96,289	5,85	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	11,09	4,38
2	-89,778	5,44	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	11,09	4,38
1	-82,82	5	3HA12 (fil)+2HA14 (chap)	6,47	(3HA12 (fil)+2HA14 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	11,09	4,38
ES	-73,278	4,4	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,65	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	9,04	4,38
RDC	-59,035	3,52	3HA12 (fil)+2HA12 (chap)	5,65	(3HA12 (fil)+2HA12 (chap)) sup+ (3HA12) inf (fil)	9,04	4,38
S.Sol	-30,179	1,78	3HA12 (fil)	3,39	(3HA12) sup (fil)+ (3HA12) inf (fil)	6,78	4,38

Tab 8-VI : ferrailage de la poutre secondaire loin des voiles

S-Sol, 7^{ème} étage :

au appuis

Lit inférieur : **3HA12** filantes

Lit supérieur : **3HA12** filantes.

RDC , ES :

Lit inférieur : **3HA12** filantes.

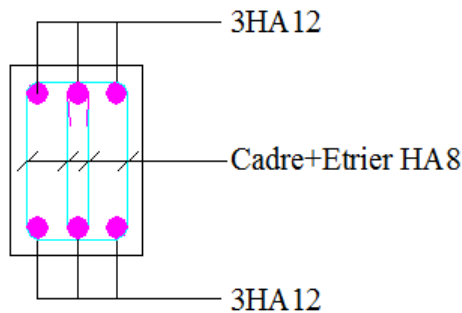
Lit supérieur : **3HA12** filantes + **2HA12** en chapeaux.

1^{ème} au 6^{ème} étage :

Lit inférieur : **3HA12** filantes.

Lit supérieur : **3HA12** filantes + **2HA14** en chapeaux.

Appuis



Travée

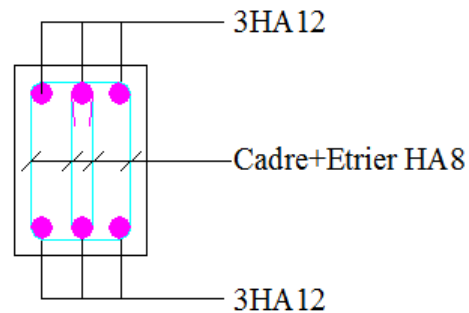


Fig 5-VI : Exemple de ferraillage PS s.sol sous voiles.

Remarque :

On remarque que dans toutes les travées **Socotec** nous donne une valeur de **0 cm²** pour la section d'armature supérieure ce qui nous permet de conclure que le béton seul suffit.

On prendra par conséquent des barres de **12HA** pour assuré le montage entre les armatures inférieures et les armatures transversal.

Même chose pour ce qui concerne les cas en appuis **Socotec** nous donne une valeur de **0 cm²** pour la section d'armature inférieure ce qui nous permet de conclure aussi que le béton seul suffit.

Le montage entre les armatures se fera donc par les barres filantes poser sur le lit inférieur dans les travées.

Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant :

- Pour les poutres principales :

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{239.24 \times 10^3}{300 \times 430} = 1.85 \text{ MPa}$$

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{ij}}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits : $\sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$f_{ij} = 2.1$$

$$K = 1$$

$$A_T = 4\text{HA}8 = 2.01$$

$$f_e = 235$$

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{ij})}$$

$$S_t \leq \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 0.8.235}{0.3(1.85 - 0.3.2.1.1)} = 10.3 \text{ cm}$$

- Pour les poutres secondaires :

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{149.51 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.81 \text{ MPa}.$$

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_T}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{tj}}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$S_t \leq \frac{A_T \times 0.8f_e}{b(\tau_u - 0.3Kf_{tj})}$$

$$S_t \leq \frac{2.01 \times 10^{-4} \times 0.8.235}{0.3(1.81 - 0.3.2.1.1)} = 10.6 \text{ cm}$$

Remarque :

Le choix des A_t nous a conduit à prendre 2 cardes de HA8 se qui fais, $A_t = 4HA8 = 2,01$ dans ce cas.

VI-1-6- Vérifications à l'E L U :

a) Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres principales : $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires : $A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d}$$

Pour une fissuration peu nuisible :

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

- pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{239.24 \times 10^3}{300 \times 430} = 1.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

- pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{149.51 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1,3/BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

Avec :

$\sum u_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

- **Poutres principales :**

$$3\text{HA}14+3\text{HA}12 \Rightarrow \sum u_i = 244.92 \text{ mm}$$

- **Poutres secondaires :**

$$6\text{HA}12 \Rightarrow \sum u_i = 226.08 \text{ mm}$$

$\psi_s = 1.5$: Haute adhérence

Contrainte admissible d'adhérence : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\text{- Pour les poutres principales : } \tau_s = \frac{235.24 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 244.92} = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{- Pour les poutres secondaires : } \tau_s = \frac{149.51 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226.08} = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

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

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

$$\text{-Pour } \phi 12 : L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \phi 14 : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour } \phi 16 : L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0.4 \cdot L_s$$

$$\text{-Pour } \phi 12 : L_c = 0.4 \cdot 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

-Pour $\phi 14$: $L_c = 0,4 \cdot 49,38 = 19,75 \text{ cm}$

-Pour $\phi 16$: $L_c = 0,4 \cdot 56,44 = 22,58 \text{ cm}$

e) Influence de l'effort tranchant :

- Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

- Poutre principale :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 235,24 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 430} = 4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Poutre secondaire :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 149,51 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 330} = 4,02 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Sur l'acier :

Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9 V_u \cdot d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale a :

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d}$$

Ou bien, il faut vérifier cette condition : $\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

- Poutre principale :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 235,24 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 430} = 4,05 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Poutre secondaire :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 149.51 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 330} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

f) Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition : $A_{\text{stadopté}} > A_{\text{s tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

- Poutre principale :

$$A_{\text{s tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{235.24.10^3}{348.10^2} = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{s tan crer}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$A_{\text{s tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{132.96.10^3}{348.10^2} = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{s tan crer}} = 3.81 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes

g) Calcul des armatures transversales :

- poutres principales :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.2) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 12 \right) = 12,86 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend du } \Phi 8$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$
Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Calcul des espacements :

BAEL91 (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91):

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(38,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 38,7 \text{ cm}$$

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

RPA99 version 2003:

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(11.25 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 11,25 \text{ cm}$$

On prend: $S_{t \max} = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$.

On prend : $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

- poutres secondaires :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 12\right) = 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend du } \Phi 8$$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$

Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Calcul des espacements :

BAEL91 (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91):

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

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

RPA99 version 2003:

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = 8 \text{ cm}$$

On prend : $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}.$$

On prend : $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires ; on adopte le même espacement dans les deux zones, Par ce qu'ils sont sollicités par un effort tranchant qui est constant sur toute leurs longueurs.

h) Délimitation de la zone nodale :

La longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée :
 $L' = 2 \times h$

Poutres principales : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Remarque : Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

i) Pourcentage minimum des armatures transversales :

- **BAEL91 (Art 5.1,22) :**

Il faut vérifier cette condition : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$

Poutres principales : $A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{235} = 0,76 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{235} = 0,64 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2$

$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **RPA99 version 2003:**

La quantité d'armatures minimales est :

Poutres principales : $A_t^{\text{min}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_t^{\text{min}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,60 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- a $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- a $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée

VI-1-6-Vérification à l'ELS :**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
7	44.478	11,4	0.883	0.867	22.59	104.65	4.63	15	vérifiée
6	75.104	12.63	0.979	0.862	21.23	160.43	7.56	15	vérifiée
5	66.168	11,4	0.883	0.867	22.59	155.69	6.89	15	vérifiée
4	65.534	11,4	0.883	0.867	22.59	154.20	6.83	15	vérifiée
3	63.106	11,4	0.883	0.867	22.59	148.48	6.57	15	vérifiée
2	63.014	11,4	0.883	0.867	22.59	148.27	6.56	15	vérifiée
1	63.057	11,4	0.883	0.867	22.59	148.37	6.57	15	vérifiée
ES	63.001	11,4	0.883	0.867	22.59	148.24	6.56	15	vérifiée
RDC	63.093	11,4	0.883	0.867	22.59	148.45	6.57	15	vérifiée
S.Sol	85.111	14.04	1.088	0.856	19.72	164.69	8.35	15	vérifiée

Tab 9-VI : Vérification du Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

- Vérification du Ferrailage des poutres principales en travées à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
7	38.347	8,01	0.621	0.884	28.10	125.94	4.48	15	vérifiée
6	33.476	8,01	0.621	0.884	28.10	109.95	3.91	15	vérifiée
5	35.582	8,01	0.621	0.884	28.10	116.86	4.11	15	vérifiée
4	35.064	8,01	0.621	0.884	28.10	115.16	4.10	15	vérifiée
3	35.424	8,01	0.621	0.884	28.10	116.34	4.14	15	vérifiée
2	35.365	8,01	0.621	0.884	28.10	116.15	4.13	15	vérifiée
1	35.334	8,01	0.621	0.884	28.10	116.05	4.13	15	vérifiée
ES	35.524	8,01	0.621	0.884	28.10	116.67	4.15	15	vérifiée
RDC	21.982	8,01	0.621	0.884	28.10	72.196	2.57	15	vérifiée
S.Sol	60.222	10,27	0.796	0.872	24.06	156.39	6.5	15	vérifiée

Tab 10-VI : Vérification du Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

- Vérification du Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
7	14,646	6.78	0,525	0,891	30,87	56,38	1,83	15	vérifiée
6	37,263	8,01	0,621	0,883	27,73	122,52	4,42	15	vérifiée
5	50,731	6,78	0,525	0,891	30,87	195,29	6,33	15	vérifiée
4	50,921	6,78	0,525	0,891	30,87	196,02	6,35	15	vérifiée
3	50,867	6,78	0,525	0,891	30,87	195,82	6,34	15	vérifiée
2	50,85	6,78	0,525	0,891	30,87	195,76	6,34	15	vérifiée
1	50,849	6,78	0,525	0,891	30,87	195,75	6,34	15	vérifiée
ES	50,718	6,78	0,525	0,891	30,87	195,25	6,32	15	vérifiée
RDC	7,782	6,78	0,525	0,891	30,87	29,96	0,97	15	vérifiée
S.Sol	4,807	9,42	0,731	0,876	25,32	13,55	0,53	15	vérifiée

Tab 11-VI : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

- **Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS :**

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K ₁	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
7	11,477	4,62	0,325	0,911	41,18	63,41	1,54	15	vérifiée
6	23,198	4,62	0,325	0,911	41,18	128,18	3,11	15	vérifiée
5	7,596	4,62	0,325	0,911	41,18	41,97	1,02	15	vérifiée
4	7,424	4,62	0,325	0,911	41,18	41,02	1	15	vérifiée
3	6,962	4,62	0,325	0,911	41,18	38,47	0,93	15	vérifiée
2	6,395	4,62	0,325	0,911	41,18	35,34	0,86	15	vérifiée
1	5,28	4,62	0,325	0,911	41,18	29,17	0,71	15	vérifiée
ES	4,281	4,62	0,325	0,911	41,18	23,65	0,57	15	vérifiée
RDC	3,245	4,62	0,325	0,911	41,18	17,93	0,44	15	vérifiée
S.Sol	2,107	6,88	0,533	0,890	30,45	8	0,26	15	vérifiée

Tab 12-VI : Vérification du Ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS

c) 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.

D'après les règles du BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

A_s : Armatures adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS.

M_0 : Moment max isostatique.

- Poutres principales :

Calcul de M_0 :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.66 + (0.3 \times 0.45 \times 25) + 1 = 10,015 \text{ KN/ml}$$

$$L = 5,25 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10,015 \cdot (5.25)^2}{8} = 34,50 \text{ KN.m}$$

- Poutres secondaire :

Calcul de M_0 :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.66 + (0.25 \times 0.35 \times 25) + 1 = 8.83 \text{ KN/ml}$$

$$L = 4.50 \text{ m}$$

$$M_o = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{8.83 \cdot (4.5)^2}{8} = 22.35 \text{ KN.m}$$

- **Poutre principale :**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{525} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{525} = 0.086 \geq \frac{60.22}{10 \times 34.50} = 0.174 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{10.27}{30 \times 45} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.078 \geq \frac{23.198}{10 \times 22.35} = 0.104 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.88}{25 \times 35} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- **Sens longitudinal :** la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{525}{500} = 1.05$

- **Sens transversal :** la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \lambda I_0}{1 + (\lambda + \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité 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).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d}$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

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

- **La contrainte dans les aciers tendus :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Les résultats de vérification de la flèche pour les poutres principales et les poutres secondaires sont donnés dans les tableaux suivants.

NIV	Ms	L(cm)	E _v (Mpa)	h(cm)	A _s	σ _s	ρ	β	κ	μ	I _o (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _v (cm)	f _{adm} (cm)	observation
7	38.347	525	10818.86	45	8,01	125.94	0.621	0.884	0.014	0.988	278305.54	152915.13	0.64	1.05	vérifiée
6	33.476	525	10818.86	45	8,01	109.95	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.56	1.05	vérifiée
5	35.582	525	10818.86	45	8,01	116.86	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.59	1.05	vérifiée
4	35.064	525	10818.86	45	8,01	115.16	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.58	1.05	vérifiée
3	35.424	525	10818.86	45	8,01	116.34	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.59	1.05	vérifiée
2	35.365	525	10818.86	45	8,01	116.15	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.59	1.05	vérifiée
1	35.334	525	10818.86	45	8,01	116.05	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.59	1.05	vérifiée
ES	35.524	525	10818.86	45	8,01	116.67	0.621	0.884	0.014	0.987	278305.54	152991.55	0.59	1.05	vérifiée
RDC	21.982	525	10818.86	45	8,01	72.196	0.621	0.884	0.014	0.980	278305.54	152991.55	0.37	1.05	vérifiée
S.Sol	60.222	525	10818.86	45	10,27	156.39	0.796	0.872	0.012	0.993	292552.01	160502.35	0.52	1.05	vérifiée

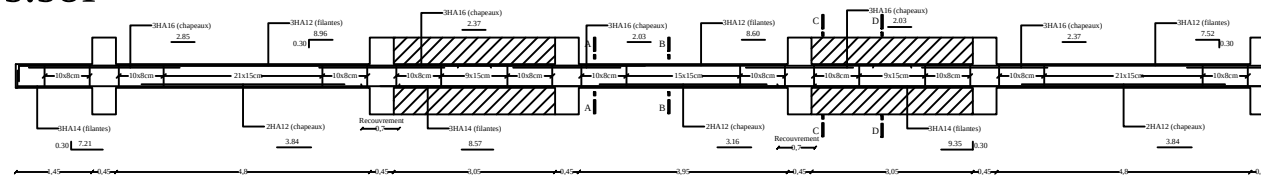
**Tab 12-VI : Vérification de la flèche en travées des poutres
principales**

NIV	Ms	L(cm)	E _v (Mpa)	h(cm)	A _s	σ _s	ρ	β ₁	λ	μ	I _o (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _v (cm)	f _{adm} (cm)	observation
7	11,477	420	10818.86	35	4,62	63,41	0,325	0,911	0.026	0.956	105972.24	113742.28	0.16	0.9	vérifiée
6	23,198	420	10818.86	35	4,62	128,18	0,325	0,911	0.026	0.978	105972.24	113678.84	0.33	0.9	vérifiée
5	7,596	420	10818.86	35	4,62	41,97	0,325	0,911	0.026	0.935	105972.24	113802.92	0.10	0.9	vérifiée
4	7,424	420	10818.86	35	4,62	41,02	0,325	0,911	0.026	0.933	105972.24	113808.69	0.10	0.9	vérifiée
3	6,962	420	10818.86	35	4,62	38,47	0,325	0,911	0.026	0.929	105972.24	113820.25	0.090	0.9	vérifiée
2	6,395	420	10818.86	35	4,62	35,34	0,325	0,911	0.026	0.923	105972.24	113837.59	0.091	0.9	vérifiée
1	5,28	420	10818.86	35	4,62	29,17	0,325	0,911	0.026	0.908	105972.24	113880.96	0.075	0.9	vérifiée
ES	4,281	420	10818.86	35	4,62	23,65	0,325	0,911	0.026	0.888	105972.24	113938.84	0.06	0.9	vérifiée
RDC	3,245	420	10818.86	35	4,62	17,93	0,325	0,911	0.026	0.855	105972.24	114034.48	0.04	0.9	vérifiée
S.Sol	2,107	420	10818.86	35	6,88	8	0,533	0,890	0.016	0.808	114116.72	123926.27	0.02	0.9	vérifiée

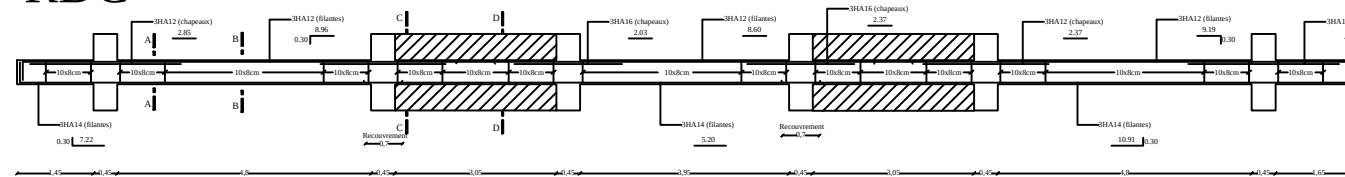
**Tab 13-VI : Vérification de la flèche en travées des poutres
secondaire**

PP

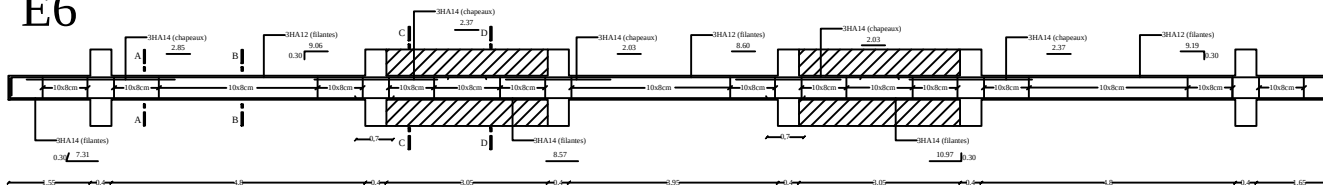
s.sol



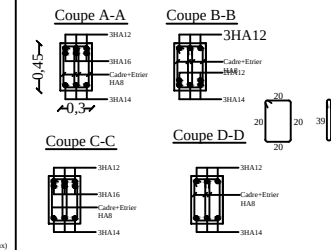
RDC



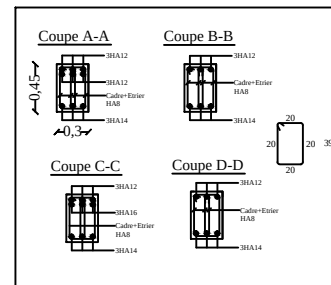
E6



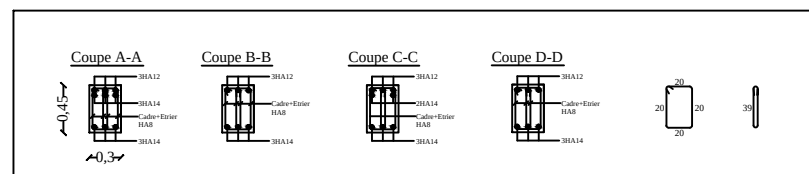
COUPES SOUS SOL



COUPES RDC



COUPES ETAGE 06



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr KHELIL Djalal.
Mr MOUSSOUNI Tarik

Mr HARMIM
PROMOTION 2013-2014

TITRE:

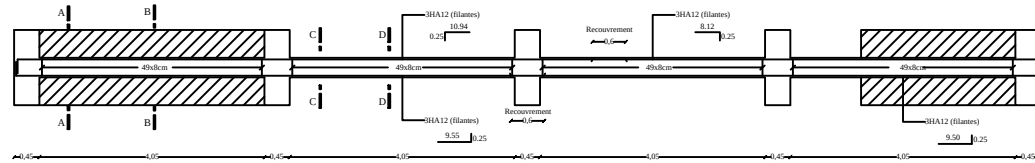
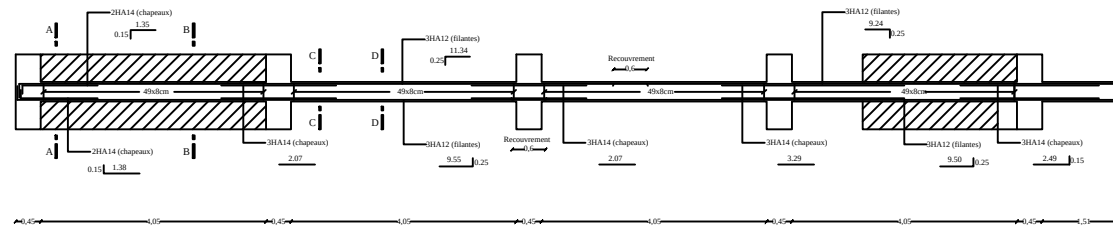
Ferraillage poutres principales

PLANCHE N°

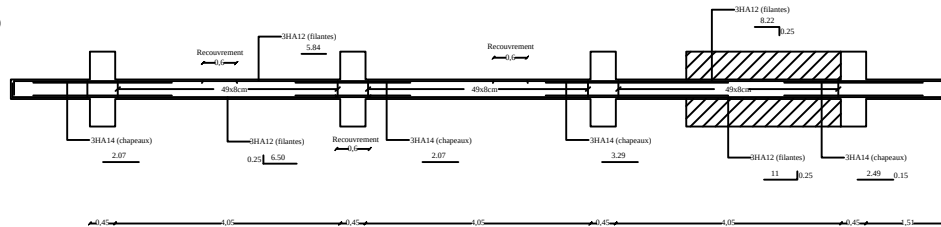
ECHELLE:

PS

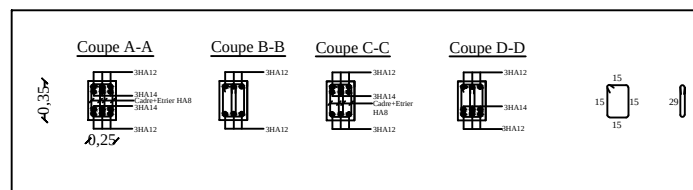
s.sol


$$e_{1,2,3}$$


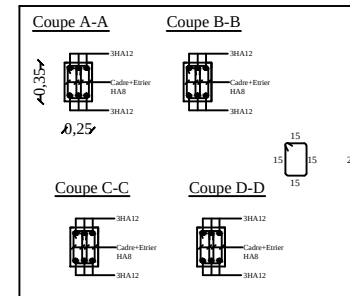
e4,5



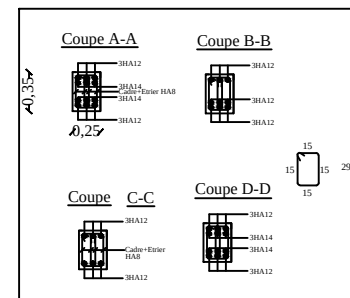
COUPES ETAGES 04 et 05



COUPES SOUS SOL



COUPES ETAGES 01,02,03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr KHELIL Djalal.
Mr MOUSSOUNI Tarik

DIRIGE PAR :

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

Ferrailage poutres
secondaires

PLANCHE N°

ECHELLE:

VII-FERRAILLAGE DES VOILES

VII-1- Introduction:

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

Zone I : S.Sol, RDC, ES, 1^{ère} étage

Zone II : étage 2, 3, 4,5

Zone III : étage 6, 7

VII-2-Exposé de la méthode de ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

Dans le cas d'un raidisseur :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I_R}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I_R}$$

Dans le cas d'un voile :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I_V}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I_V}$$

Avec :

B : section du béton

I_R : moment d'inertie du raidisseur

I_V : moment d'inertie du voile.

$$V \text{ et } V' : \text{ bras de levier ; } V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Les efforts (N , M) les plus défavorables seront relevés directement du fichier résultats.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

a)- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement tendu :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e_v$$

Avec :

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile

Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

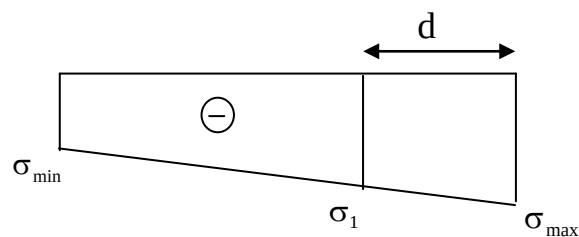
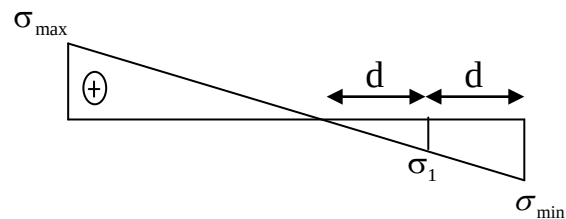
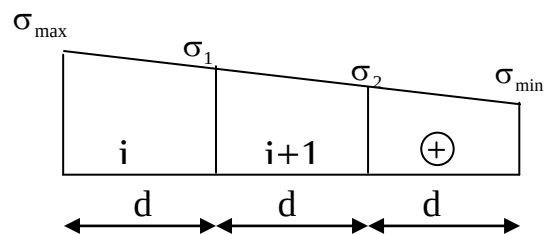
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$

b)- Armatures verticales :

Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile



$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

VII-3- Aciers Verticaux :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- l'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VII-4- Aciers Horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons le permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \times B$

VII-5- Règles Communes (selon le RPA) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 \times e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6 \text{ mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

VII-6- Armatures minimales :

➤ Compression du béton :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$ Avec B : section du béton comprimée.

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VII-7- Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII-8- Exemples de calculs :

Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinal **VT1** sur la zone **(I)**

Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.95 \text{m} \quad e_v = 0,25 \text{ m} \quad e_R = 0.45 \text{m} \quad V = V' = L/2 = 2.475 \text{m} \quad B = 1.4175 \text{m}^2$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = I_{tot} - I_{vide} = \frac{0.45(4.95)^3}{12} - \frac{0.1(4.05)^3}{12} = 3.03 \text{m}^4$$

Sollicitation de calcul :

$$N_{max} = -2797.92 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 5206.14 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-2797.92}{1.4175} + \frac{5206.14 \times 2.475}{3.03} = 2278.70$$

$$\sigma_{max} = 2278.70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-2797.92}{1.4175} - \frac{5206.14 \times 2.475}{3.03} = -6226.38$$

$$\sigma_{max} = -6226.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2278.70}{2278.70 + 6226.38} \times 4.95 = 1.33 \text{ m}$$

$$L_c = 1.27 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4.95 - 1.33 = 3.62 \text{ m}$$

$$L_t = 1.50 \text{ m}$$

Calcul de la longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = 0.89 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{5} = 0.72 \text{ m}$$

Détermination des armatures :

1^{ère} bonde : d=0.45 m

Calcul de σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(3.62 - 0.72) 2278.70}{3.62} = 1995.44 \text{ KN / m}^2$$

Calcul de N_1 :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_p = \frac{2278.70 + 1995.44}{2} \times 0.45 \times 0.45 = 432.76 \text{ KN}$$

$$N_1 = 432.76 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{432.76 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 10.82 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{v1} = 10.82 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bonde : d=0.72

Calcul de σ_2 :

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(3.17 - 0.72) 1995.44}{3.17} = 1542.22 \text{ KN / m}^2$$

Calcul de N_1 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e_v = \frac{1995.44 + 1542.22}{2} \times 0.72 \times 0.25 = 318.39 \text{ KN}$$

$$N_2 = 318.39 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{318.39.10^3}{400.10^2} = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 7.96 \text{ cm}^2$$

On suit le même raisonnement pour les 3 autres bandes et on trouve les résultats suivants :
3^{ème} bande :

$$A_{v3} = 5.92 \text{ cm}^2$$

4^{ème} bande :

$$A_{v4} = 3.88 \text{ cm}^2$$

5^{ème} bande :

$$A_{v5} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales adoptée :

Raidisseur :

$$A_{v1} = 10.82 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14.19 \text{ cm}^2$$

Voile :(armature / nappe)

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 3.98 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 3 : } \frac{A_{v3}}{2} = 2.96 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 4 : } \frac{A_{v4}}{2} = 1.94 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 5 : } \frac{A_{v5}}{2} = 0.9 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

Pourcentage minimal par bande tendue:

$$A_{\min} \geq 0.2\% B$$

pour raidisseur :

$$A_{\min} \geq 0.002 \times 45 \times 45 = 4.05 \text{ cm}^2$$

pour le voile :

$$A_{\min} \geq 0.002 \times 72 \times 25 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales :

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15\% B\right)$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{52.65}{4}; \frac{0.15 \times 495 \times 25}{100}\right)$$

$$A_h \geq 18.56 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{18.56}{2} = 9.28 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10 HA12 (e = 25cm) = 11.31 cm²

Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (05) épingle en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

Vérification des contraintes :

- BAEL 91 :

Il faudra vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; \quad \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1716.48 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4950} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- RPA 2003 :

il faudra vérifié que $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{d.e} ; \quad \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{d.e} = \frac{1.4 \times 1716.48 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 4950} = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.16 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{7601.34 \times 10}{25 \times 495 + 15 \times 52.65} = 5.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

On ferraille par zone, car j'ai constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I : S.Sol, RDC, ES, 1^{ère} étage

Zone II : étage 2, 3, 4, 5

Zone III : étage 6, 7

VII-9- Ferraillage :

VII-9-1- Ferraillage des raidisseurs :

			Raidisseur de 45x45		Raidisseur de 40x40
			ZONE I	ZONE II	ZONE III
caractéristiques géométriques	L(m)		0.45	0.45	0.40
	B (m²)		0.2025	0.2025	0.16
	e_R (m)		0.45	0.45	0.40
Sollicitations de calcul	σ_{min} (KN/m²)		-6226.38	-1074.86	-318.11
	σ_{max} (KN/m²)		2278.70	-37.02	36.34
	Nature de la section		SET	SEC	SET
	L_t (m)		0.45	0.00	0.40
	L_c (m)		0.00	0.45	0.00
	d (m)		0.45	0.45	0.40
Ferraillage	N (KN)	N_1	432.76	0.00	6.98
	A_v (cm²)	A_1	10.82	0.00	0.17
	A_{min} (cm²)		4.05	4.05	3.05
	A_s (cm²)		14.19	12.31	10.67
	Ferraillage adoptée		4HA16+4HA14	8HA14	4HA14+4HA12

Tab 1- VII : ferraillage des raidisseurs

VII-9-2- Ferrailage du voile VL1 =1, 375m :

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L	(m)	1,375	1,375	1,375
	e	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m ²)	1,375	1,375	1,375
Sollicitations de calcul	N _{MAX}	(KN)	1211.1	174.61	14.3
	M _{cor}	(KN.m)	31.718	4.386	53.186
	$\sigma_{\max}$	(KN/m ²)	2388.38	343.34	15.31
	$\sigma_{\min}$	(KN/m ²)	2047.88	296.26	41.55
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L _c	(m)	0	0	0
	L _t	(m)	1,375	1,375	1,375
	d	(m)	1,375	1,375	1,375
	σ_1	(KN/m ²)	1799.46	258.68	3.56
	N ₁	(KN)	569.818	60,95	7.76
	N ₂	(KN)	/	/	/
	V _u	(KN)	573.74	453.09	224.42
	N _s	(KN)	-1051.45	-495.98	-27.47
Ferrailage	A _{v1}	(Cm ²)	16.49	2.38	0.19
	A _{v2}	(Cm ²)	/	/	/
	A _{vmin}	(Cm ²)	17	17	17
	Choix de la section/nappe	Bande 1	7HA14	8HA12	8HA12
		Bande 2	/	/	/
	Section utilisée par nappe	Bande 1	10.77	9.05	9.05
		Bande 2	/	/	/
	Espacement (cm)	Bande 1	10	20	20
		Bande 2	/	/	/
	A _h		2.69	2.26	0,044
	A _{hmin}		5.16	5.16	5.16
	Ah choix section/ml/nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	Espacement	(cm)	20	15	15
	A _t	5 épingles de HA8/ml			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa$	τ_u	1.99	0.28	0.0039
	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	2.49	3.24	1.1
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	σ_{bc}	9.6	5.69	0.32

Tab 2- VII : ferrailage du VL1

VII-9-2- Ferraillage du voile VL4 =2.775m :

	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L	(m)	2.775	2.775	2.775
	e	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m ²)	0.90	0.90	0.90
Sollicitations de calcul	N _{MAX}	(KN)	-610.38	-259.69	14.3
	M _{cor}	(KN.m)	937.459	102.842	53.186
	$\sigma_{\max}$	(KN/m ²)	206.65	-115.30	15.31
	$\sigma_{\min}$	(KN/m ²)	-1563.05	-461.69	41.55
	Nature de la section		SPT	SEC	SET
	L _c	(m)	0.54	3.223	0
	L _t	(m)	2.685	0	1,375
	d	(m)	0.36	3.225	1,375
	σ_2	(KN/m ²)	246.32	/	3.56
	N ₂	(KN)	24.199	0	7.76
	N ₃	(KN)	/	/	/
	V _u	(KN)	389.32	426.24	224.42
	N _s	(KN)	-1883.23	-653.23	-27.47
Ferraillage	A _{v1}	(Cm ²)	0.60	/	0.19
	A _{v2}	(Cm ²)	/	/	/
	A _{vmin}	(Cm ²)	13.87	13.87	13.87
	Choix de la section/nappe	Bande 1	3HA12	13HA12	13HA12
		Bande 2	/	/	/
	Section utilisée par nappe	Bande 1	3.39	13.57	9.05
		Bande 2	/	/	/
	Espacement (cm)	Bande 1	10	20	20
		Bande 2	/	/	/
	A _h		0.15	2.26	0,044
	A _{hmin}		8.34	5.16	5.16
	Ah choix section/ml/nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	Espacement	(cm)	20	15	15
	A _t	5 épingles de HA8/ml			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa$	τ_u	1.78	2.3	0.79
	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	2.49	3.24	1.1
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	σ_{bc}	9.6	5.69	0.32

Tab 3- VII : ferraillage du VL4

VII-9-4- Ferrailage du voile VT1 =4.05m :

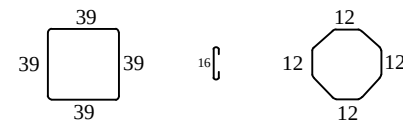
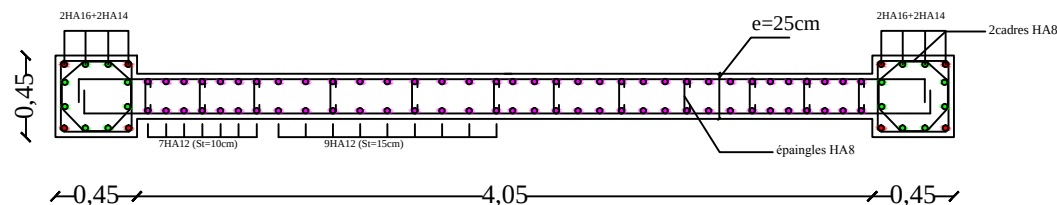
	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L	(m)	4.05	4.05	4.10
	e	(m)	0.25	0.25	0.25
	B	(m ²)	1.4175	1.4175	1.345
Sollicitations de calcul	N _{MAX}	(KN)	-2797.92	-788.05	-189.49
	M _{cor}	(KN.m)	5206.14	635.286	221.351
	$\sigma_{\max}$	(KN/m ²)	2278.70	-37.02	36.34
	$\sigma_{\min}$	(KN/m ²)	-6226.38	-1074.86	-318.11
	Nature de la section		SPT	SEC	SPT
	L _c	(m)	1.33	4.95	0.5
	L _t	(m)	3.62	0	4.4
	d	(m)	0.72	4.95	0,33
	σ_2	(KN/m ²)	1542.22	/	32.62
	σ_3	(KN/m ²)	1089	/	113,21
	σ_4	(KN/m ²)	635.77	/	113,21
	σ_5	(KN/m ²)	182.55	/	113,21
	N ₂	(KN)	318.39	/	6.98
	N ₃	(KN)	236.81	/	/
	N ₄	(KN)	155.23	/	/
	N ₅	(KN)	73.65	/	/
	V _u	(KN)	1716.48	1239.67	221.48
	N _s	(KN)	7601.34	4085.24	855.01
Ferrailage	A _{v2}	(Cm ²)	7.96	/	0,17
	A _{v3}	(Cm ²)	5.92	/	/
	A _{v2}	(Cm ²)	3.88	/	0,28
	A _{v2}	(Cm ²)	1.8	/	0,28
	A _{vmin}	(Cm ²)	28.35	28.35	20.5
	Choix de la section/nappe	Bande 2	5HA12	20HA12	20HA12
		Bande 3	4HA12	/	/
		Bande 4	4HA12	/	/
		Bande 5	4HA12	/	/
	Section utilisée par nappe	Bande 2	5.65	22.26	22.26
		Bande 3	4.52	/	/
		Bande 4	4.52	/	/
		Bande 5	4.52	/	/
	Espacement (cm)	Bande 2	15	20	20
		Bande 3	20	/	/
		Bande 4	20	/	/
		Bande 5	20	/	/
	A _h		9.28	9.28	9.19

Vérifications des contraintes	A_{hmin}		3,2	1,24	1,5
	Ah choix section/ml/nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	Espacement	(cm)	15	15	15
	$\bar{\tau}_u = 2.5 MPa$	τ_u	1.54	1.11	0.20
	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ_b	2.16	1.56	0.28
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$	σ_{bc}	5.77	3.09	0.69

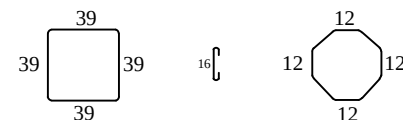
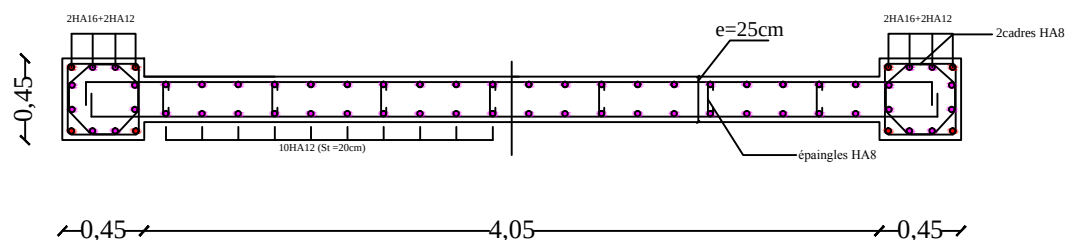
Tab 4- VII : ferraillage du VT1

VT 1,VL3

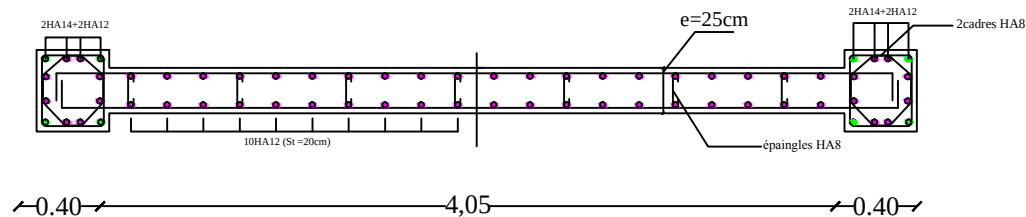
ZONE 1(s.sol,rdc,es,e1)



ZONE 2 (e2,3,4,5)



ZONE 3 (e6,7)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr KHELIL Djalal.
Mr MOUSSOUNI Tarik

DIRIGE PAR :

Mr HARMIM

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

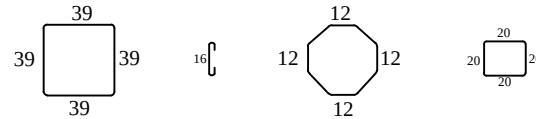
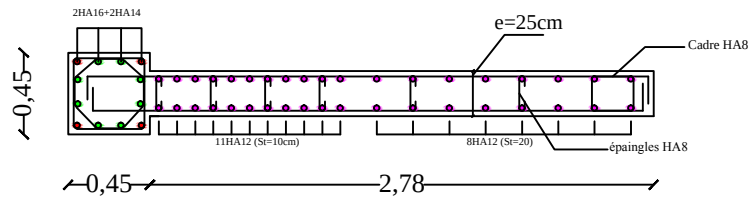
Ferrailage voiles

PLANCHE N°

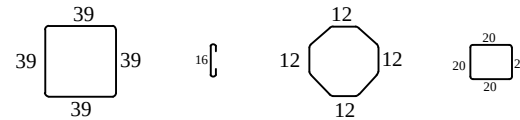
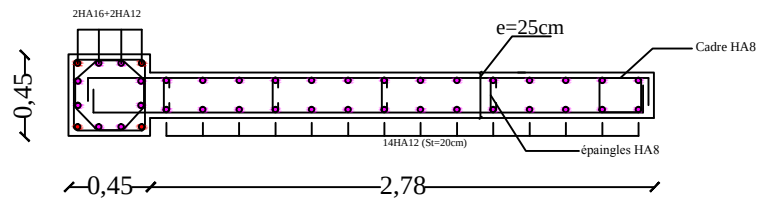
ECHELLE:

VL4

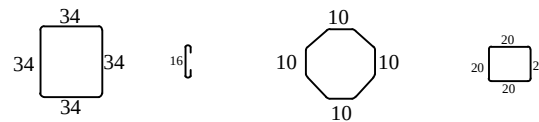
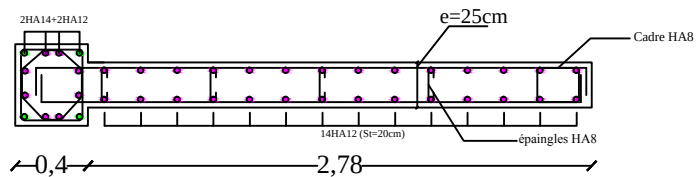
ZONE 1(s.sol,rdc,es,e1)



ZONE 2 (e2,3,4,5)



ZONE 3 (e6,7)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr KHELIL Djalal.
Mr MOUSSOUNI Tarik

DIRIGE PAR :

Mr HARMIM
PROMOTION 2013-2014

TITRE:

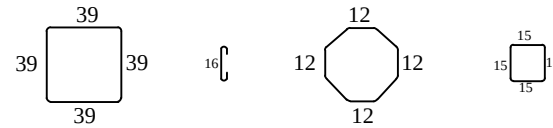
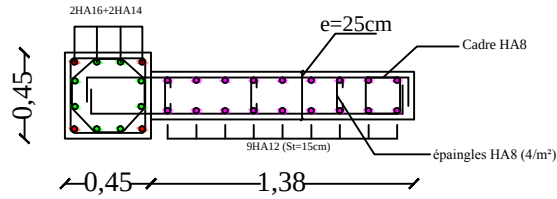
Ferraillage voiles

PLANCHE N°

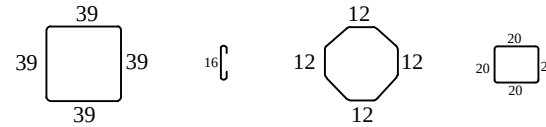
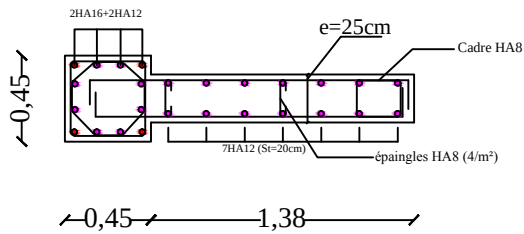
ECHELLE:

VT 2

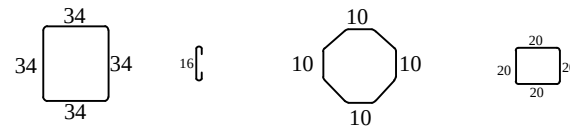
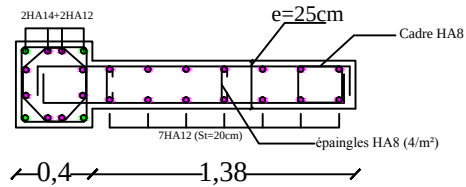
ZONE 1(s.sol,rdc,es,e1)



ZONE 2 (e2,3,4,5)



ZONE 3 (e6,7)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr KHELIL Djalal.

Mr MOUSSOUNI Tarik

DIRIGE PAR :

Mr HARMIM

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

Ferrailage voiles

PLANCHE N°

ECHELLE:

VIII- Calcul des fondations

VIII-Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculé qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les Caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

❖ Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

❖ Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars (sol meuble)

VIII-2-Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \Rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

$$d'où A = B$$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 2353.122 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2353.122}{250 \times 1}} = 3.07 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3.07 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

VIII-3-Semelles filantes :

VIII-3-1- semelles sous poteaux :

a) Etape de calcul :

➤ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

➤ Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$$

➤ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖ $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

➤ détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

$$\diamond e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

b) Exemple de calcul :

Détermination de la résultante des charges :

Le calcul se fera pour le portique longitudinal (sens porteur).

pot	Ni	Mi	ei	Ni*ei
1	1523.73	5.18	10.95	16684.84
2	1064.25	1.56	5.7	6066.23
3	1687.39	10.87	2.2	3712.26
4	1677.23	10.88	-2.2	-3689.91
5	1061.72	1.33	-5.7	-6051.80
6	1505.53	1.25	-10.95	-16485.55
somme	8519.85	31.07	0	236.07

Tab 1-VIII : Sollicitations sur la semelle

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$R = \sum N_i = 8519.85 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{236.07 + 31.07}{8519.85} = 0.03m$$

$$e = 0.03m < \frac{L}{6} = \frac{21.9}{6} = 3.65m \Rightarrow \text{On a une répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{8519.85}{21.9} \left(1 + \frac{6 \times 0.03}{21.9}\right) = 392.23 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{8519.85}{21.9} \left(1 - \frac{6 \times 0.03}{21.9}\right) = 385.85 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{8519.85}{21.9} \left(1 + \frac{3 \times 0.03}{21.9}\right) = 390.63 \text{ KN/m}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{390.63}{250} = 1.60m \text{ on prend } B = 1.60m$$

$$\text{On aura donc : } S = 1.60 \times 21.9 = 35.04m^2$$

$$\text{On aura la surface totale des semelles sous poteaux : } S_p = S \times n$$

$$S_{p_1} = 35.04 \times 4 = 140.16 m^2$$

$$S_{p_2} = 10.5 \times 1.6 = 16.8 m^2$$

$$S_p = S_{p_1} + S_{p_2} = 140.16 + 16.8 = 156.96 m^2$$

VIII)-3)-2)- Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol égale a 0,20Mpa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voile	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L
VT1	660.96	4.5	0.59	2.66
	184.43	4.5	0.16	0.72
	192.40	4.5	0.17	0.765
	648.71	4.5	0.58	2.61
VL2	632.28	3.0	1.05	3.15
	634.16	3.0	1.06	3.18
				13.075

Tab 2-VIII : Surface des semelles filantes sous voiles

la sommes des surfaces sous voile donc :

$$S_v = 13.075 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 156.96 + 13.075 = 170.053 \text{ m}^2$$

➤ calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{batiment}}$

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{170.035}{342.9} = 0,49 \Rightarrow 49\% \text{ De la surface de l'assise}$$

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable.

$$S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$$

Donc j'opte pour des semelles filantes comme fondation.

VIII-4-Calcul de semelle :**VIII-4-1-Hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec B : largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{160-45}{4} + 5 = 33.75 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur $h_s = 45 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L = 21.90 \text{ m}$$

$$B = 160 \text{ cm}$$

$$h_s = 35 \text{ cm}$$

A fin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

VIII-4-2-Etude de la poutre de rigidité :**VIII-4-2-1-Dimensionnement :**

$$\text{Il faut que : La hauteur } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 5.25 \text{ m} \Rightarrow \frac{525}{9} \leq h_p \leq \frac{525}{6}$$

$$\Rightarrow 58.33 \leq h_p \leq 87.5$$

On adopte une hauteur $h_p = 90 \text{ cm}$

$$h_p = 90 \text{ cm} \Rightarrow \frac{90}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 90}{3}$$

$$\Rightarrow 30 \leq b_p \leq 60$$

On adopte une largeur $b_p = 60 \text{ cm}$

Remarque : après le calcul du ferrailage avec une hauteur de 90 cm on a remarqué que la section de ferrailage est très grande et que la poutre de rigidité est trop chargée, alors on a augmenté la hauteur de la semelle à 1,20m pour diminuer le nombre de lit.

VIII-4-2-2-Ferraillage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur six appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Calcul de la charge uniforme :

pot	Ni	Mi	ei	Ni*ei
1	2111.014	-7.381	10.95	23115.60
2	1473.969	2.205	5.7	8416.62
3	2319.146	15.102	2.2	5102.12
4	2304.821	15.20	-2.2	-5070.60
5	1470.369	1.855	-5.7	-8381.10
6	2085.155	2.821	-10.95	-22832.45
somme	11764.20	29.80	0	350.19

Tab 3-VIII : Sollicitations sur la poutre de rigidité

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{350.19 - 29.80}{11764.20} = 0.03m$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{11764.20}{23.5} \left(1 + \frac{3 \cdot 0.03}{23.5} \right) = 502.52 \text{ kN / ml}$$

VIII-4-2-3-Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB, EF :

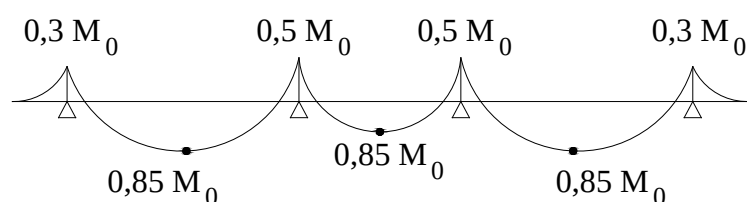
$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{502.52 \cdot (4.8)^2}{8} = 1447.25 \text{ kN.m}$$

La travée BC, DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{502.52 \cdot (3.05)^2}{8} = 584.34 \text{ kN.m}$$

La travée CD :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{502.52 \cdot (3.95)^2}{8} = 980.07 \text{ kN.m}$$



VIII-4-2-4-Calcul des armatures :
Aux appuis :

Appui	M _a (kN.m)	μ	β	A _u (cm ²)	A _{min}	Observation	A (adoptée)
A	434.18	0,036	0,982	10.76	8.55	A _u > A _{min}	5HA16+2HA14 = 13.13
B	723.64	0,060	0,969	18.18	8.55	A _u > A _{min}	10HA16 = 20.11
C	392.03	0.033	0,983	9.71	8.55	A _u > A _{min}	5HA16+2HA14 = 13.13
D	392.03	0.033	0,983	9.71	8.55	A _u > A _{min}	5HA16+2HA14 = 13.13
E	723.64	0,060	0,969	18.18	8.55	A _u > A _{min}	10HA16 = 20.11
F	434.18	0,036	0,982	10.76	8.55	A _u > A _{min}	5HA16+2HA14 = 13.13

Tab 4-VIII : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis

En travée :

Travée	M _t (kN.m)	μ	β	A _u (cm ²)	A _{min}	Observation	A (adoptée)
A-B	1230.18	0,103	0,945	31.70	8.55	A _u > A _{min}	5HA 20+8HA16 =31.79
B-C	496.69	0,041	0,979	12.35	8.55	A _u > A _{min}	5HA20 = 15.71
C-D	833.06	0,070	0,964	21.04	8.55	A _u > A _{min}	5HA20+5HA16 =25.76
D-E	496.69	0,041	0,979	12.35	8.55	A _u > A _{min}	5HA20 = 15.71
E-F	1230.18	0,103	0,845	31.70	8.55	A _u > A _{min}	5HA 20+8HA16 =31.79

Tab 5-VIII : Ferrailage de la poutre de rigidité en travée

VIII-4-2-5-Calcul de l'espacement en tenant compte de l'effort tranchant :

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{1334.12 \cdot 10^3}{600.1180} = 1.88 \text{ MPa}$$

Calcul de l'espacement entre cadre :

$$\frac{A_r}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3Kf_{ij}}{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits : $\sin a + \cos a = 1$

$$f_{ij} = 2.1$$

$$K=1$$

$$A_r = 6HA8 = 3.02$$

$$f_e = 235$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b(\tau_u - 0.3 K f_{ij})}$$

$$S_t \leq \frac{3.02 \times 10^{-4} \times 0.8.235}{0.3(1.88 - 0.3.2.1.1)} = 15.14 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 15cm

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

Remarque :

Le choix des A_t nous a conduit à prendre 3 barres de HA8 ce qui fait, $A_t = 6HA8 = 3.02$ dans ce cas.

VIII-5-Vérifications :

VIII-5-1-Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 60 \times 88 \times \frac{2.1}{400} = 8.55$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la condition de cisaillement :

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

$$T_u = 1334.12 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1334.12 \cdot 10^3}{600.1180} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (2.57 ; 6 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

d) Calcul des espacements :

❖ Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \right) cm$$

$$S_t \leq \min (22.5 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 22.5 cm \quad \text{On prend } S_t = 10 cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 cm \quad \text{On prend } S_t = 30 cm$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 10 \cdot 60 = 1.8 cm^2$$

$$A_t = 6\phi 8 = 3,02 cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Selon le BAEL 91 :**

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (1,68 - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0,8 \times 39.94 \times 40}{60 \times (1,68 - 0,3 \times 2,1 \times 0,1)} = 13.17 cm$$

$$S_t \leq 13.17 cm$$

$$S_t = 10 cm$$

e) La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90° .

VIII-5-2-Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

-Dans le béton : On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} ; A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Calcul des moments isostatiques :

Les travées AB, EF :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{390.63 \cdot (4.8)^2}{8} = 1125.01 \text{ kN.m}$$

La travée BC, DE :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{390.63 \cdot (3.05)^2}{8} = 454.23 \text{ kN.m}$$

La travée CD :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{390.63 \cdot (3.95)^2}{8} = 761.85 \text{ kN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Aux appuis :

Appui	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
A	117.189	0.360	0.907	38.76	2,35	15	Vérifiée
B	195.32	0,580	0,887	29.25	3.32	15	Vérifiée
C	156.25	0,360	0,907	38.76	3.14	15	Vérifiée
D	156.25	0,360	0,907	38.76	3.14	15	Vérifiée
E	195.32	0,580	0,887	29.25	3.32	15	Vérifiée
F	117.189	0.360	0.907	38.76	2,35	15	Vérifiée

Tab 6-VIII : Vérifications des contraintes aux appuis.

En travée :

Travée	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
A-B	956.24	0.940	0.863	21.50	12,96	15	Vérifiée
B-C	386.09	0,460	0.897	33.54	7.08	15	Vérifiée
C-D	647.57	0.429	0.900	35.00	12.39	15	Vérifiée
D-E	386.09	0,460	0.897	33.54	7.08	15	Vérifiée
E-F	956.24	0.940	0.863	21.50	12,96	15	Vérifiée

Tab 7-VIII : Vérifications des contraintes en travée.

VIII-6-Ferraillage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 1,6 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 314.06 \times 1,6 \times 1 \text{ m} = 502.51 \text{ kN}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{502.51 \cdot 10 \cdot (160 - 45)}{8 \cdot 45 \cdot 348} = 5.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **6 HA 12 = 6.79 cm²/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

On prend **5 HA 10 = 3.92 cm²**

VIII-7-Ferraillage de la semelle sous voiles :

Dimensionnement :

On prend : $B = 160 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{160-45}{4} + 5 = 33.75 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 160 cm

h = 35 cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{634.158}{1.3} = 211.39 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 211.39 < \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m

$$N_u = 870.736 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{N_u (B-b)^2}{8 B} \Rightarrow M_u = \frac{870.736 \cdot (1-0,45)^2}{8 \cdot 1} = 32.92 \text{ kN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \quad (Z = 0,9 d)$$

$$A = \frac{M_u}{0,9 d \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{32.92 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 38 \cdot 348} = 2.76 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{5 \text{ HA14} = 7.69 \text{ cm}^2}$$

VIII-8- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soient $5HA\ 10 = 3,92\ cm^2$

VIII-9- Ferrailage de la longrine :

Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ kN$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S_2 ; zone IIa)

Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_2 et S_3

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35)cm²**.

Armatures longitudinales :

$$N = 502.52\ kN$$

$$\alpha = 15\ (Zone\ II\ a ; Site\ 2)$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{502.52}{15} = 33.50\ kN$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{33.50 \cdot 10}{348} = 0.96\ cm^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 25 \cdot 30 = 4.5\ cm^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 4HA14 =6,15 cm²**

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t\ min} \right) cm$$

$$\phi_t \leq \min (0.86 ; 2.5 ; 1.4) cm$$

$$\phi_t \leq 1,00\ cm \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

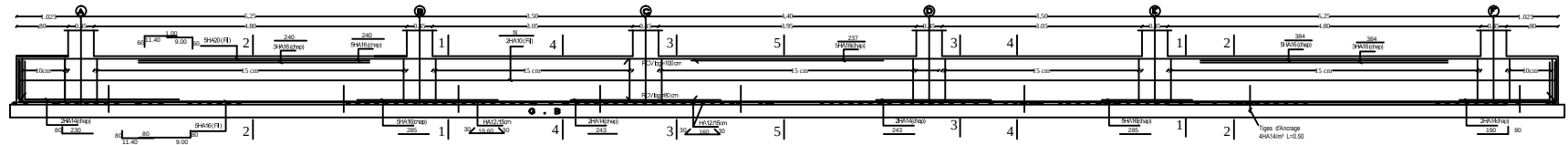
Espacement des cadres :

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15\phi_t) cm$$

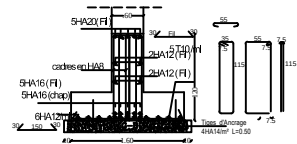
$$S_t \leq \min (20 ; 21) cm$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15\ cm$

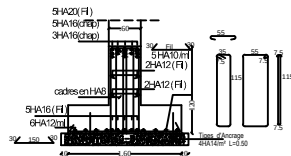


COFFRAGE FERRAILLAGE SEMELLES FILANTES SFI(Nbr: 03)

COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr KHELIL Djalal.
Mr MOUSSOUNI Tatik

DIRIGE PAR :

Mr HARMIM

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

Ferrailage et coffrage
des fondations

PLANCHE N°

ECHELLE:

IX-Etude du mur plaque :**IX-1-Introduction :**

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 2.86 m .L'épaisseur minimale exigée pas le RPA 99 est telle que : $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20cm.

Le mur est encastré à la base et simplement appuyé sur le plancher.

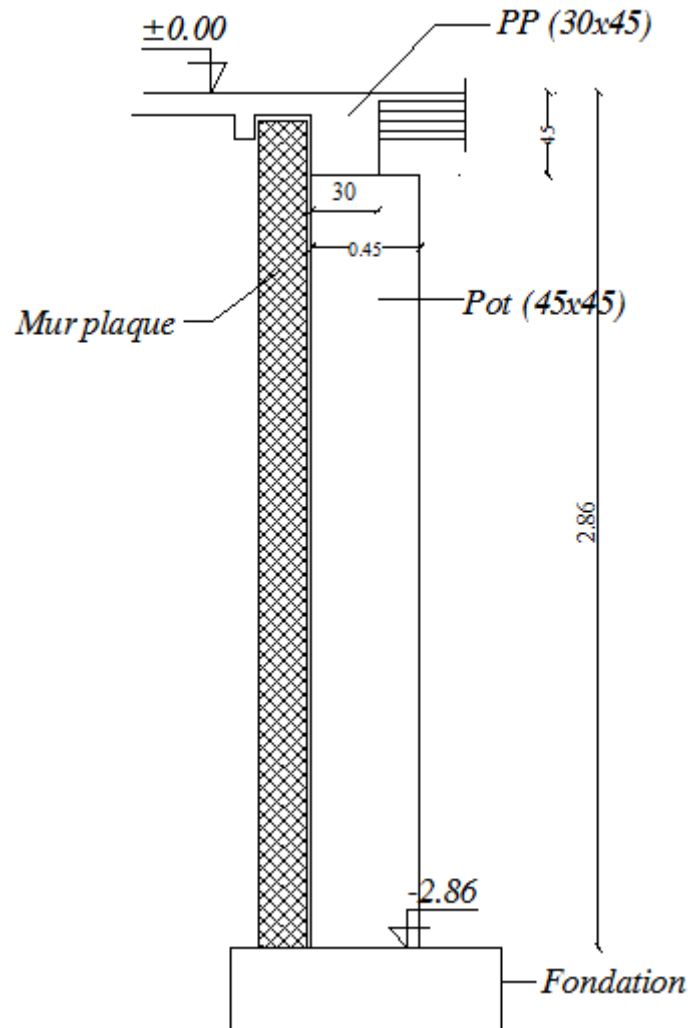


Fig 1- IX : Coupe verticale du mur plaque

IX-2-Méthode de calcul :**a)Contrainte de sollicitation :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

Avec :

σ_H : contrainte horizontale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

σ_V : contrainte verticale

K_a : coeff de poussée des terres $k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

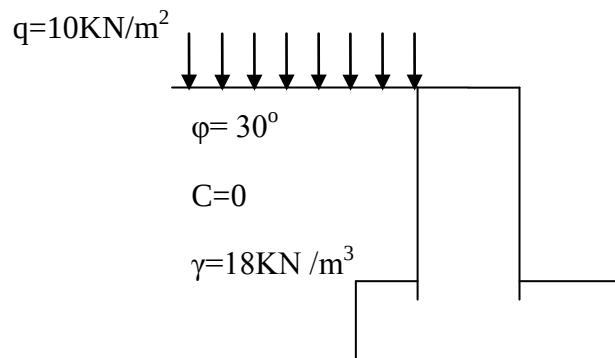


Fig 2- IX : Schéma caractéristique du sol

c) Calcul des sollicitations :

ELU :

$K_a = 0.33$

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.33 \times (1.5 \times 10) = 4.95 \text{ KN/m}^2$

$h = 2.86 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.33 \times (1.35 \times 18 \times 2.86 + 1.5 \times 10) = 27.88 \text{ KN/m}^2$

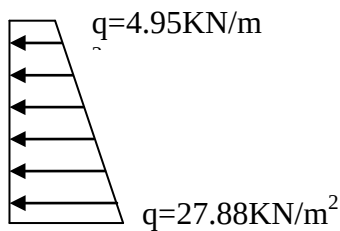
ELS:

$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.33 \times 10 = 3.3 \text{ KN/m}^2$

$h = 2.86 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.33 \times (10 + 18 \times 2.86) = 20.29 \text{ KN/m}^2$

ELU



ELS

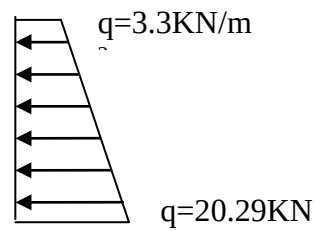


Fig 3- IX : Diagramme des contraintes aux états limites

c) Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 27.88 + 4.95) \times 1}{4} = 22.15$$

A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 20.29 + 3.3) \times 1}{4} = 16.04$$

Le mur de plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

IX-3-Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

Moment en travée 0.75M

Moment d'encastrement sur les grands coté :

- 0.3M (appuis de rive).

- 0.5M (autres appuis).

IX-4-Identification des panneaux :

$$l_x = 2.86 \text{ m} \quad l_y = 5.25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.86}{5.25} = 0.54 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

ELU :

$$\rho = 0.54 \begin{cases} \mu_x = 0.0892 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0892 \times 22.15 \times (2.86)^2 = 16.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.250 \times 16.16 = 4.04 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\rho = 0.54 \begin{cases} \mu_x = 0.0933 \\ \mu_y = 0.365 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0933 \times 16.04 \times (2.86)^2 = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.365 \times 12.24 = 4.47 \text{ KN.m}$$

IX-5-Correction des moments :**ELU : Sens x-x**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 16.16 = 8.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 16.16 = 12.12 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 4.04 = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 4.04 = 3.03 \text{ KN.m}$$

ELS : Sens x-x

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 12.24 = 6.12 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 12.24 = 9.18 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 4.04 = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 4.04 = 3.35 \text{ KN.m}$$

IX-6-Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

IX-7-Ferraillage :

Sens	Zone	M _u	μ	β	A _s (cm ² /ml)	A _{smin} (cm ²)	Section Adoptée	A _s Adoptée	St (cm)
X-X	Appuis	8.08	0.017	0.991	1.30	2	5HA12	5.65	20
	Travée	12.12	0.026	0.987	1.96	2	5HA12	5.65	20
Y-Y	Appuis	2.02	0.004	0.998	0.32	2	5HA12	5.65	20
	Travée	3.03	0.006	0.997	0.49	2	5HA12	5.65	20

Tab 1-IX : Ferraillage du mur plaque

IX-8-vérification à l'ELS :**Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

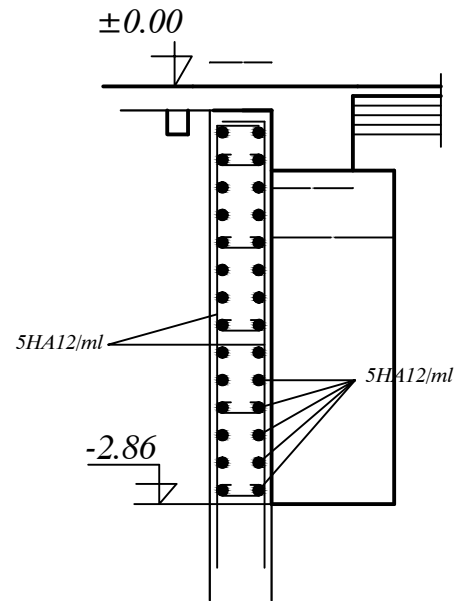
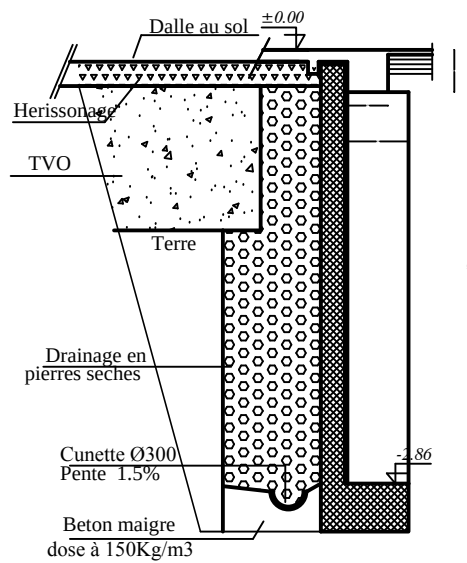
Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
X-X	Appuis	8.08	6.12	1.32	0.0151	1.66	vérifiée
	Travée	12.12	9.18	1.32	0.0227	1.66	vérifiée
Y-Y	Appuis	2.02	2.24	0.90	0.0050	1.45	vérifiée
	Travée	3.03	3.35	0.90	0.0050	1.45	vérifiée

Tab 2-IX : vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr KHELIL Djalal.

Mr MOUSSOUNI Tatik

DIRIGE PAR :

Mr HARMIM

PROMOTION 2013-2014

TITRE:

Ferraillage et coffrage du
mur plaque

PLANCHE N°

ECHELLE:

Conclusion

Conclusion

Les normes de construction en algérie deviennent de plus en plus strictes au vue du différent séisme vécus, la prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

Pendant notre étude nous étions confronté a des difficultés qui nous ont amené a documenter est a étudier la méthode que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus (la méthode nodale spectrale).

Concernent la disposition des voile , nous nous somme aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme ; et que la disposition des voiles doit faire l'objet d'une attention particulière se qui nous a pousser a faire beaucoup d'essai pour avoir la disposition idéal ; est cette disposition des voiles peut amener a réduire les déplacement.

Et il y a lieu de noter que la présence des bouts de voiles a engendré des efforts considérables au droit des jonctions (bouts de voile – poutres) ; le RPA nous a justifié ce phénomène comme étant l'interaction portique voile.

L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendu possible a l'outil informatique et au logiciel performant de calcul a s'avoir ETABS, grâce a ce logiciel, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus pondèrent est le facteur expérience qui est vraiment indispensable ;

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisante, car la pratique forge l'ingénieure, et le rend plus perspicace a déceler et résoudre les différents problèmes rencontrer au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

I -1-Calcul de la charpente

I -1-1-Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés de $\alpha_1=44,37^\circ$ et $\alpha_2=35,02^\circ$, et repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

I -1-2-Détermination des charges

a) Charges permanentes

- Poids des tuiles et des liteaux 0.40 KN/m²
- Poids des pannes et des chevrons.....0,10KN/m²

b) Charges d'exploitations

- Poids de la neige 1 Kn/m²

Pour 1m², nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement sont (100 × 300) mm² et (55 × 75) mm² ; tout en sachant que leurs poids propre est de 0.1 KN/m².

c) Poids de la panne :

$$p_p = (0.100 \times 0.300) \cdot \rho_b \quad \text{avec} \quad \rho_b = 6 \text{ KN/m}^3 \quad (\text{DTR BC.22})$$

$$p_p = (0.100 \times 0.300) \times 6 = 0,18 \text{ KN/ml}$$

d) poids du chevron :

$$P_c = (0.055 \times 0.075) \times 6 = 0.025 \text{ KN/ml}$$

e) Poids des liteaux

$$P_l = (0.03 \times 0.04) \times 6 = 0,0072 \text{ KN/ml}$$

I-1-3-Combinaison des charges

La combinaison de charge à considérer est donnée par :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

I -1-4-Détermination des efforts revenant aux différents éléments :

a) Efforts revenants aux pannes q_p :

L'espacement des pannes est pris égal à 1.00m

la portée des pannes est de 4.50m

$$G_p = 0.18 + (0.025 \times 2) + 0.4 \times 1 = 0.63 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On déduit : } q_p = 1.35 \times 0.63 + 1.5 \times 1 \times 1 = 2.35 \text{ KN/ml}$$

b) Efforts revenants aux chevrons q_c :

Espacements des chevrons : $e = 0.50\text{m}$

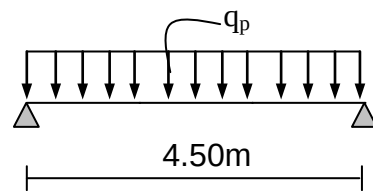
Portée des chevrons : $L_c = 1.00\text{m}$

$$G_c = 0.025 + 0.4 \times 1/2 = 0.225 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } q_c = 1.35 \times 0.225 + 1.5 \times 1 \times 1/2 = 1.05 \text{ KN/ml}$$

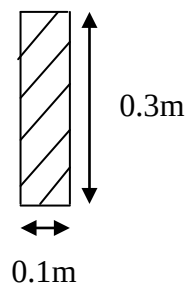
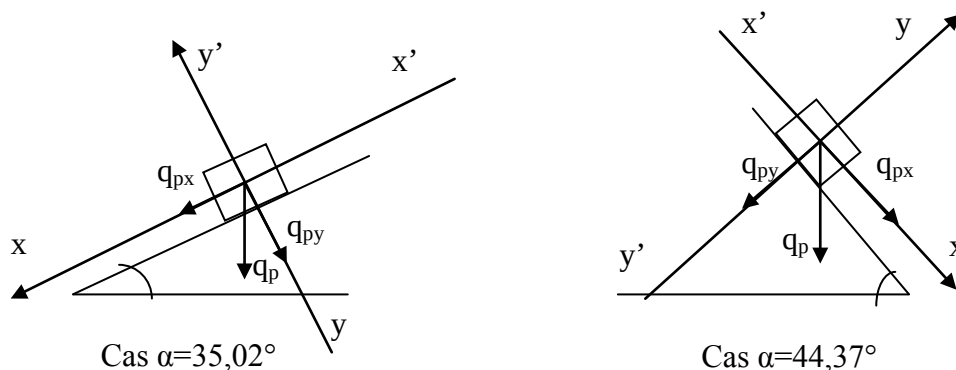
c) Efforts revenants aux liteaux :Espace des liteaux : $e = 0.32 \text{ m}$ Portée des liteaux : $L_L = 0.50 \text{ m}$ $G = 0.4 \text{ KN/m}^2$ D'où : $q_L = 1.35 (0.4 \times 0.32) + (1.5 \times 1 \times 0.32) = 0.653 \text{ KN/ml}$ **I -1-5-Calcul de la panne :****a) Dimensionnement de la panne**

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :

**Figure I -1-1 : schéma de chargement de la panne.****b) Vérification de la section de la panne**la section de la panne est de $(100 \times 300) \text{ mm}^2$ **b) vérification de la contrainte admissible du bois**

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_{f_x}}{I_{x'x'/v}} + \frac{M_{f_y}}{I_{y'y'/v}} \leq \bar{\sigma}_f$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie **I** et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est de :

 $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/ cm}^2$ **d) Calcul des moments de flexion**Suivants $x'x'$: $M_{f_x} = 1/8 q_{px} \times L_p^2$ Suivant $y'y'$: $M_{f_y} = 1/8 q_{py} \times L_p^2$ **e) Détermination des deux composantes de q_p suivant $x'x'$ et $y'y'$** **Figure I -1-2 Schéma statique de la panne**

f) 1^{er} cas : $\alpha=44,37$

Suivant $x'x$: $q_{px} = q_p \sin \alpha = 2.35 \times 0,699 = 1,64 \text{ KN/ml}$

Suivant $y'y$: $q_{py} = q_p \cos \alpha = 2.35 \times 0,715 = 1,68 \text{ KN /ml}$

$$M_{fx} = 1/8 \times 1,64 \times 4,5^2 \Rightarrow M_{fx} = 4,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 1/8 \times 1,68 \times 4,5^2 \Rightarrow M_{fy} = 4,25 \text{ KN.m}$$

• Calcul des modules de résistance

$$W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 30^2}{6} \Rightarrow W_x = 1500 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{10^2 \times 30}{6} \Rightarrow = 500 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma f = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/v} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/v} = \frac{4,15 \times 10^4}{1500} + \frac{4,25 \times 10^4}{500} = 112,67 \text{ dan/ cm}^2$$

$$\sigma f = 112,04 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma} f = 142 \text{ dan/ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

g) 2^{ème} cas: $\alpha=35,02$

Suivant $x'x$: $q_{px} = q_p \sin \alpha = 2.35 \times 0,574 = 1,35 \text{ KN/ml}$

Suivant $y'y$: $q_{py} = q_p \cos \alpha = 2.35 \times 0,819 = 1,92 \text{ KN /ml}$

$$M_{fx} = 1/8 \times 1,35 \times 4,5^2 \Rightarrow M_{fx} = 3,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 1/8 \times 1,92 \times 4,5^2 \Rightarrow M_{fy} = 4,86 \text{ KN.m}$$

• Calcul des modules de résistance

$$W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 30^2}{6} \Rightarrow W_x = 1500 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{10^2 \times 30}{6} \Rightarrow = 500 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma f = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/v} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/v} = \frac{3,42 \times 10^4}{1500} + \frac{4,86 \times 10^4}{500} = 120 \text{ dan/ cm}^2$$

$$\sigma f = 120 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma} f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300}, \quad L_p = 450 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{450}{300} = 1,5 \text{ m}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

Avec :

E_f : module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma_f} \Rightarrow E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

Pour $\alpha=44,37$

$$f = \frac{5 \times 112,67 \times 450^2}{48 \times 131080.128 \times 30/2} = 1,21 \text{ cm}$$

$$f = 1,21 \text{ cm} < \bar{f} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Pour $\alpha=35,02$

$$f = \frac{5 \times 120,67 \times 450^2}{48 \times 131080.128 \times 30/2} = 1,28 \text{ cm}$$

$$f = 1,21 \text{ cm} < \bar{f} = 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : la section de la panne choisie (100x300) est admise.

I -1-6-Calcul des chevrons

a) Dimensionnement :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après.

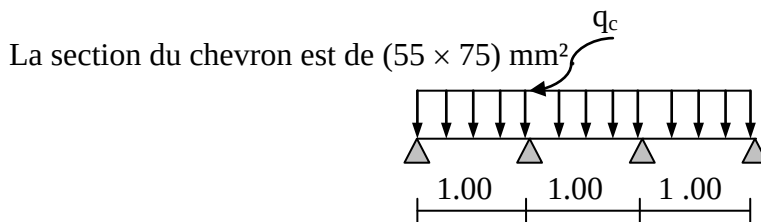


Figure I -1-3 : Schéma de chargement du chevron.

b) Vérification de la contrainte admissible

$$\text{On doit vérifier que } \sigma_f = \frac{M_f}{I/V} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

c) Détermination des moments fléchissant

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = 0.8M_0$$

$$\text{En travées : } M_{ft} = 0.66M_0$$

$$\text{Avec } M_0 = 1/8 q_c \times L_c^2$$

$$\text{D'où : } M_0 = 1/8 \times 1.05 \times (1.00)^2 \Leftrightarrow M_0 = 0.13 \text{ KNm}$$

$$\text{Ce qui donne : } M_{fa} = 0.105 \text{ KNm} \quad M_{ft} = 0.087 \text{ KNm}$$

d) Calcul des modules de résistance

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.56 \text{ cm}^2$$

Alors on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma f_a = \frac{0.105 \times 10^4}{51.563} = 20.36 \text{ dan/cm}^2 < \overline{\sigma f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma f_t = \frac{0.087 \times 10^4}{51.563} = 16.68 \text{ dan/cm}^2 < \overline{\sigma f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

e) Vérification de la flèche

$$\text{On doit avoir } f = \frac{5 \times \sigma f \times Lc^2}{48 \times Ef \times h/2} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture

(Chevrons, liteaux) à pour valeur :

$$\bar{f} = \frac{Lc}{200} \Leftrightarrow \bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

Ainsi on obtient :

$$f_a = \frac{5 \times 20.36 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.043 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_t = \frac{5 \times 16.87 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.053 \text{ cm} < \bar{f}$$

Conclusion : la section de chevron (55x75) choisie est admise.

I -1-7-Calcul du liteau :

a) Dimensionnement du liteau

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne.

Choix de la section

Nous allons choisir une section de (30 × 40) mm²

b) 1^{er} cas $\alpha=44,37$:

Suivant x'x : $q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0,653 \times 0,699 = 0,457 \text{ KN/ml}$

Suivant y'y : $q_{py} = q_l \cos \alpha = 0,653 \times 0,715 = 0,467 \text{ KN/ml}$

$M_{fx} = 1/8 \times 0,457 \times 0.5^2 \Rightarrow M_{fx} = 0.014 \text{ KN.m}$

$M_{fy} = 1/8 \times 0,467 \times 0.5^2 \Rightarrow M_{fy} = 0.015 \text{ KN.m}$

• Calcul des modules de résistance :

$$W_x = \frac{Ix'x}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} \Rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{Iy'y}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} \Rightarrow W_y = 6 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma f = \frac{M_{fx}}{Ix'x/v} + \frac{M_{fy}}{Iy'y/v} = \frac{0.014 \times 10^4}{8} + \frac{0.015 \times 10^4}{6} = 42.5 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma f = 42,5 \text{ dan/cm}^2 < \overline{\sigma f} = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

c) 2^{ème} cas $\alpha = 35,02$:

Suivant $x'x$: $q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0,653 \times 0,574 = 0,457 \text{ KN/ml}$

Suivant $y'y$: $q_{py} = q_l \cos \alpha = 0,653 \times 0,535 = 0,467 \text{ KN /ml}$

$M_{fx} = 1/8 \times 0,457 \times 0,5^2 \Rightarrow M_{fx} = 0,012 \text{ KN.m}$

$M_{fy} = 1/8 \times 0,467 \times 0,5^2 \Rightarrow M_{fy} = 0,018 \text{ KN.m}$

• Calcul des modules de résistance

$$W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} \Rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} \Rightarrow W_y = 6 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{I_{x'x}/v} + \frac{M_{fy}}{I_{y'y}/v} = \frac{0,012 \times 10^4}{8} + \frac{0,018 \times 10^4}{6} = 45 \text{ daN/ cm}^2$$

$$\sigma_f = 45 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_L}{200}, \quad L_p = 50 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

Pour $\alpha = 44,37$

$$f = \frac{5 \times 42,5 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times 4/2} = 0,042 \text{ cm}$$

$$f = 0,042 \text{ cm} < \bar{f} = 0,25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour $\alpha = 35,02$

$$f = \frac{5 \times 40 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times 4/2} = 0,045 \text{ cm}$$

$$f = 0,045 \text{ cm} < \bar{f} = 0,25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : la section choisie (30 × 40) est admise

I-2-calcul des planchers :

I -2-1-Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement des mailles du treillis soudés ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(Art B.6.8,423/BAEL91)

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

❖ Calcul des armatures :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

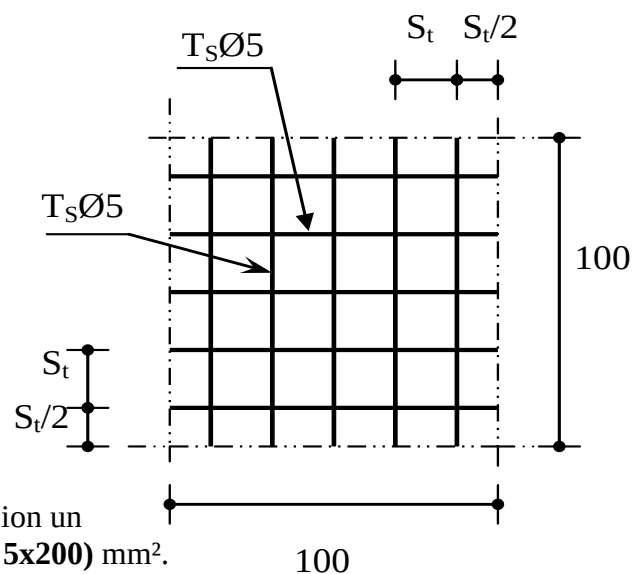
L: Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Soit : $5\Phi 5 / \text{ml}$, $A = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\Phi 5 / \text{ml}$, $A = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$



Conclusion

J'opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 200x 5x200) mm².

I -2-2-Méthodes de calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

I -2-2-1-1^{ème} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle → $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

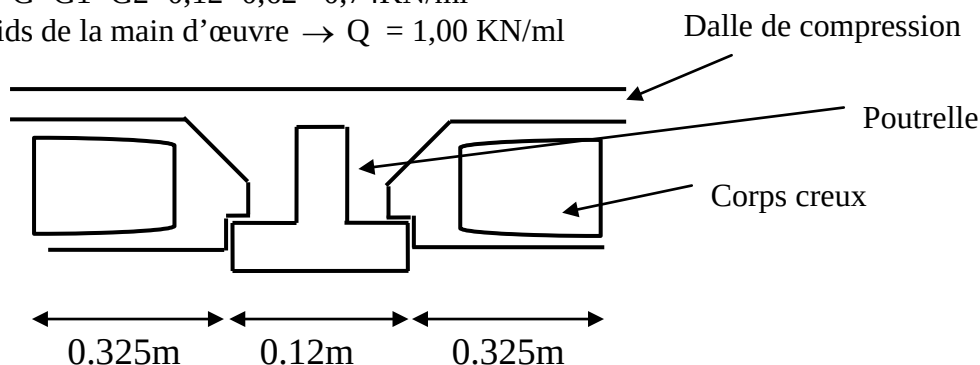
Poids du corps creux → $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Avec :

l : largeur de l'hourdis (= 65cm).

⇒ $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre → $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

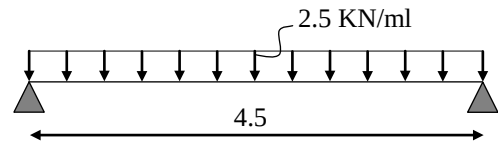


a) Chargement :**▪ Charge à ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ML}$$

▪ Moment max:

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.90^2}{8} = 6.33 \text{ KN.ML}$$

**b) Ferraillage à L'ELU**

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.33 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 9.29 > \mu_R = 0.392 \Rightarrow (\text{SDA})$$

Conclusion :

Il est impossible de disposer deux nappes d'armatures car la hauteur de la poutrelle est faible, alors il faut prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

c) Calcul de la distance entre étais :

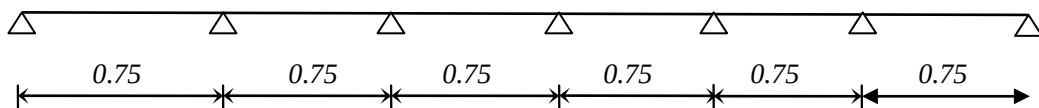
D'abord en calcul le moment limite qui correspond à une S.S.A :

$$M_L = \mu_L \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^6 = 0.267 \text{ KN.m}$$

$$M_L = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m}$$

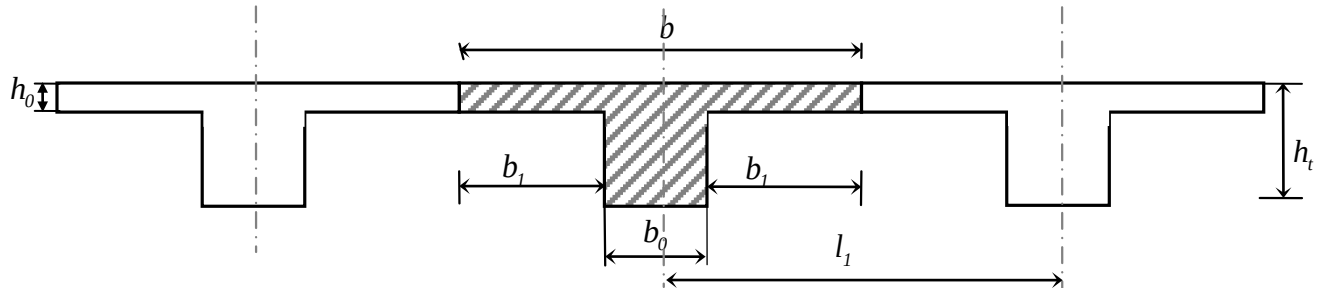
Pour les travées de 4.5m, on dispose 5 étais dont la distance entre eux est de 75cm.

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T éncastée partiellement à ces deux extrémités, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et disposées suivant la petite portée travaille dans un seul sens,

et soumise à son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a) Dimensionnement de la poutrelle :



Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers.

Donc on a des poutrelles de :

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux poutres en T des hourdis de planchers, il est nécessaire de définir la largeur efficace « b » de la table de compression.

- **Calcul de b_1 :** le calcul de la largeur « b » se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{405}{10} = 38,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

Avec :

l : Longueur entre nus d'appuis (405cm)

l_1 : Longueur entre axes des poutrelles (65cm)

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm)

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression (4cm)

h_t : Épaisseur du corps creux (16cm)

b_1 : Largeur de l'hourdis (26.5cm)

b) Calcul des efforts internes :

- **Méthode de calcul :**

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

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est proposée par le règlement BAEL91 dite méthode forfaitaire, elle permet d'évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis, à des fractions fixées

forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges pour les dalles calculées dans un seul sens (les poutrelles et les poutres).

Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 G)$
- Les moments d'inertie des sections transversales des poutres sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes « G »

et des charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Les valeurs prises pour « $M_t ; M_w ; M_e$ » doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

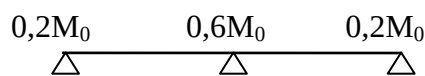
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \right) ; \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Travée intermédiaire :

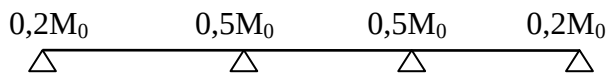
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \right) ; \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

La valeur absolue des moments sur appuis ne doit pas être inférieure à :

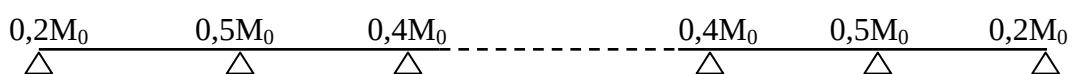
Cas de 02 travées :



Cas de 03 travées :



Cas de plus de 03 travées :



Pour le calcul des efforts tranchants on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée
- Poutre à inerties transversales constantes vérifiées
- Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$:

Plancher (étage courant) :

$$\begin{cases} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 5,19 \text{ KN/m}^2 \\ (1,5 < \max\{2 \times 5,19 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN} / \text{m}^2\} = 10,38 \text{ KN} / \text{m}^2) \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Plancher étage de services (bureaux) :

$$\begin{cases} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2; G = 5,19 \text{ KN/m}^2 \\ (2,5 < \max\{2 \times 5,19 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN} / \text{m}^2\} = 10,38 \text{ KN} / \text{m}^2) \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Plancher RDC :

$$\begin{cases} Q = 5 \text{ KN/m}^2; G = 5,64 \text{ KN/m}^2 \\ (5 < \max\{2 \times 5,64 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN} / \text{m}^2\} = 11,28 \text{ KN} / \text{m}^2) \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

-Les rapports des portées successives sont compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

Dans notre cas toutes les travées égale 4.50 donc on a $l_1=l_2=l_3=l_4$ ce qui nous donne

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = 1$$

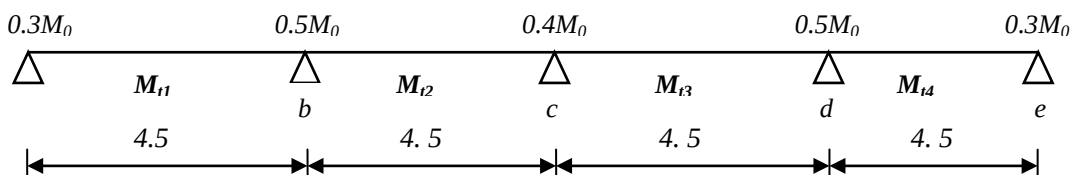
Donc la méthode forfaitaire est applicable.

I -2-3-Calcul des poutrelles :

I -2-3-1- Plancher (étage courant) :

Dans ce plancher on à 2 types de poutrelles qui sont représentées dans le schéma si dessous :

1^{er} type :



2^{ème} type :



PS : les deux poutrelles doivent être étudiées car les sollicitations max en travée peuvent être donnée par la poutrelle (2) et les sollicitations max sur appuis par la poutrelle (1).

Pour le 1^{er} type :

a) Combinaison de charge a l'ELU :

La poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,19 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,02 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul des sollicitations à E.L.U :

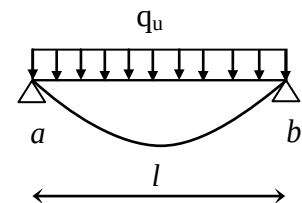
▪ **Calcul des moments sur appuis :**

Le moment de la travée indépendante (moment isostatique) :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}; l = 4,50 \text{ m}$$

$$M_0 = 15,24 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \Rightarrow \alpha = 0,224$$



Dans le cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,534$.

Dans le cas d'une travée de rive : $\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,634$.

▪ **Calcul des moments en travée :**

Dans le cas d'une travée de rive :

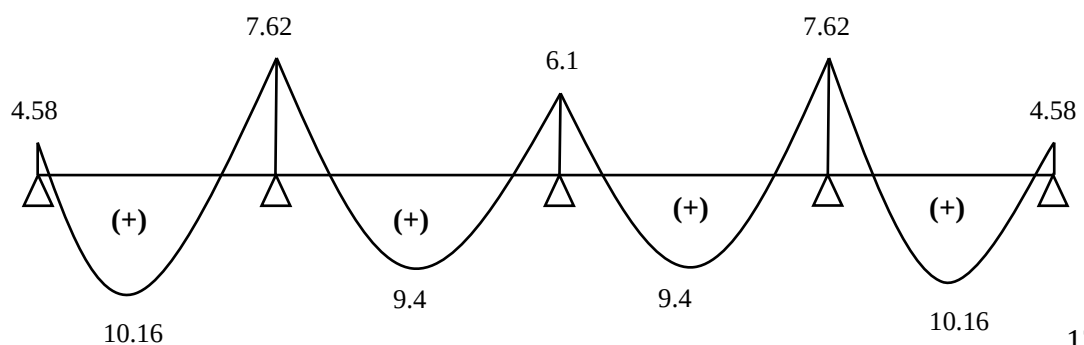
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right].$$

Dans le cas d'une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left[\left(\max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \right); \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right].$$

Après calcul on obtient les valeurs présentées si dessous :

[KN.m]

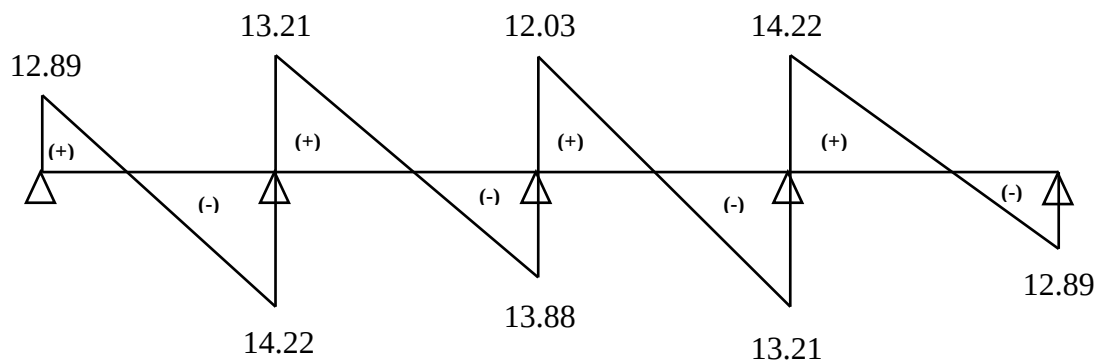


▪ **Calcul des efforts tranchants :**

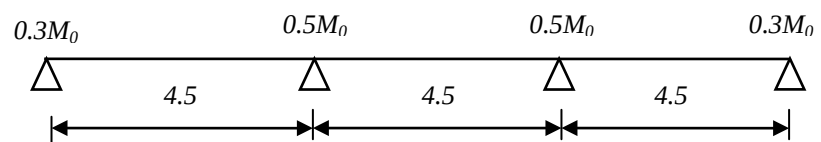
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme présenté si dessous :

[KN]

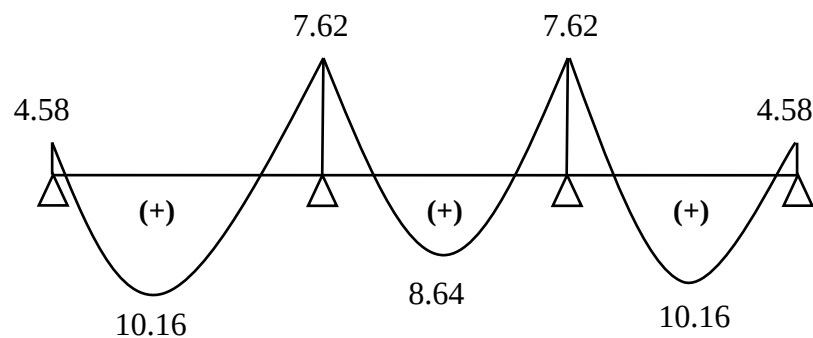


Pour le 2^{ème} type :



▪ **Diagramme des moments a l'ELU :**

[KN.m]



▪ Diagramme des efforts tranchants a l'ELU :

[KN]

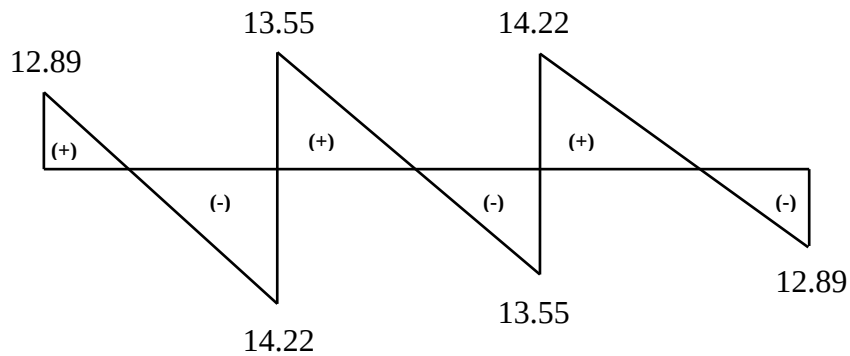


Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour le Plancher étage courant à L'E.L.U :

	Types	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
étage courant	Type 1 ₀	a		12.89	4.58	10.16
		b	-14.22	13.21	7.62	9.4
		c	-13.88	12.03	6.1	9.4
		d	-13.21	14.22	7.62	10.16
		e	-12.89		4.58	10.16
	Type 2 ₀	a		12.89	4.58	10.16
		b	-14.22	13.55	7.62	8.64
		d	-13.55	14.22	7.62	10.16
		e	-12.89		4.58	10.16

c) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

En travée : $M_t^{\max} = 10,16 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 \times (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^6 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \cdot (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,07 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 10,16 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$\Rightarrow$ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b \times h) = (65 \times 20)$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,16 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2}$$

$$\mu = 0,034 < \mu_R = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{10,16 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 18 \cdot 348} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Sur appuis: $M_a^{\max} = 7,62 \text{ KN.m}$

Etant donnée la table de compression est entièrement tendue, alors le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

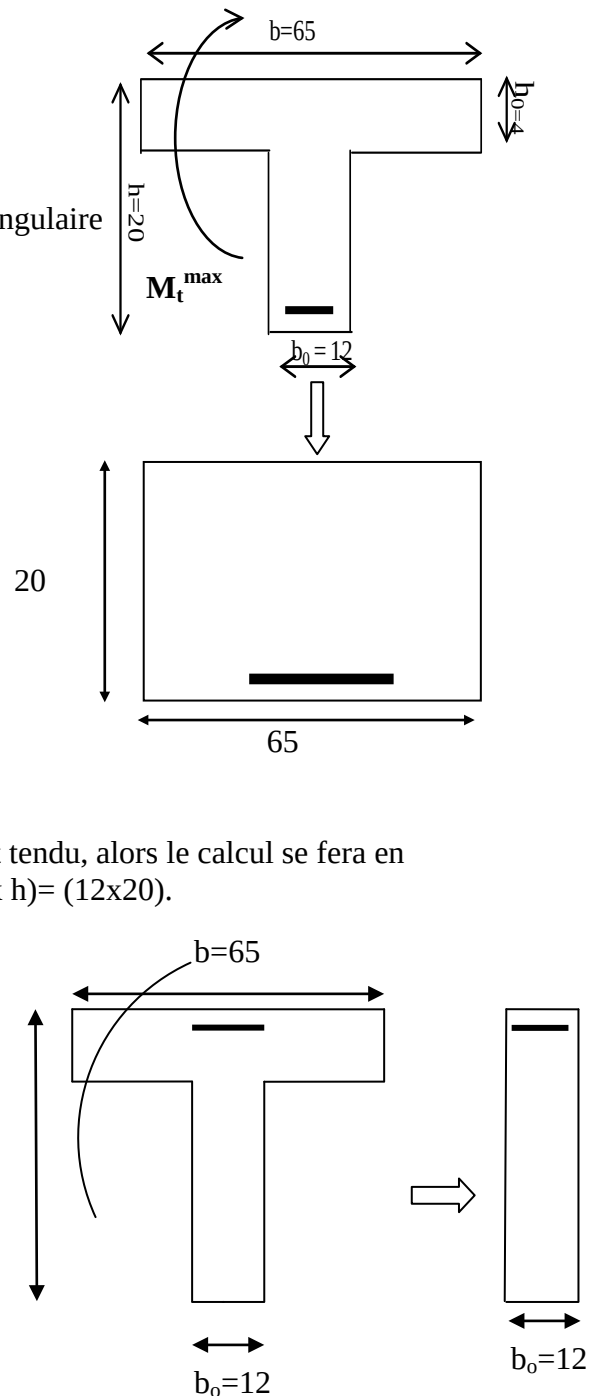
$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,62 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2}$$

$$\mu = 0,14 \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{7,62 \cdot 10^3}{0,924 \cdot 18 \cdot 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 1\text{HA}14 = 1,54 \text{ cm}^2$$



d) Vérifications à l'E L U :

- **Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL91)**

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.65.18.2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.12.18.2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **d)- 2)- Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91)**

$$V_u^{\max} = 14,22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0.d} = \frac{14,22 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,658 \text{ MPa}$$

Avec :

b_0 : La largeur de l'âme.

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite.

Pour une fissuration non préjudiciables:

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

$$\tau_u = 0,658 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **d)- 3)- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1,3/BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u}$$

Avec :

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues $\Rightarrow \sum u_i = 3,14 \times 14 = 43,96 \text{ mm}$

ψ_s : Coefficient de scellement $\psi_s = 1$: ronds lisses

$\psi_s = 1,5$: Haute adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{14,22 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 43,96} = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

longitudinales.

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

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 20 \text{ cm}$

▪ **Influence de l'effort tranchant :**

Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2V_u}{b_0 0,9d} = \frac{2 \times 14,22 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sur l'acier :

Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9 \cdot V_u \cdot d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort

$$\text{égale à : } V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \cdot d}$$

On a :

$$0,9 \cdot V_u \cdot d = 0,9 \cdot 14,22 \cdot 0,18 = 2,3 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 7,62 \text{ KN.m} > 0,9 \cdot V_u \cdot d = 2,3 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes (ce n'est pas la peine de prolonger les armatures en travées au delà des appuis).

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

$$\text{Pour cela, il faut vérifier cette condition : } A_{\text{stadopté}} > A_{\text{s tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_{\text{s tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{12,89 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{s tan crer}} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires:**(Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 0,9d} = \frac{(14,22) \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A.5.3,2/BAEL91)**

S : l'effort tangent par unité de longueur relatif a la largueur b_1 de l'hourdis.

$$S = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement du béton dans la section de jonction avec la nervure.

$$\tau_u = \frac{S}{h_0} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

Alors pour assurée la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{14,22 \cdot 10^3 \cdot (650 - 120)}{1,8 \cdot 650 \cdot 180 \cdot 40} = 0,89 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables:

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

$$\tau_u = 0,88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d)- 8)- Calcul des armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,4 \right) = 0,57 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend du } \Phi 6$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 6$

$$\Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELS :

Pour les calculs à L'E.L.S on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations ; cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} \text{ et on multiplie les moments et les efforts tranchants par ce coefficient qui nous}$$

donne les valeurs des sollicitations.

▪ **Combinaison de charge a l'ELS :**

$$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (5,05+1,5) \times 0,65 = 4,35 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Calcul des efforts internes :**

$$q_s = 4,26 \text{ KN/ml}$$

Après application de cette dernière méthode, on obtient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant données ci- dessous sous forme de diagrammes.

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,35}{6,02} = 0,722$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,35 \times (4,5)^2}{8} = 11,01 \text{ KN.m}$$

Pour le 1^{er} type :

Diagramme des moments a l'ELS :

[KN.m]

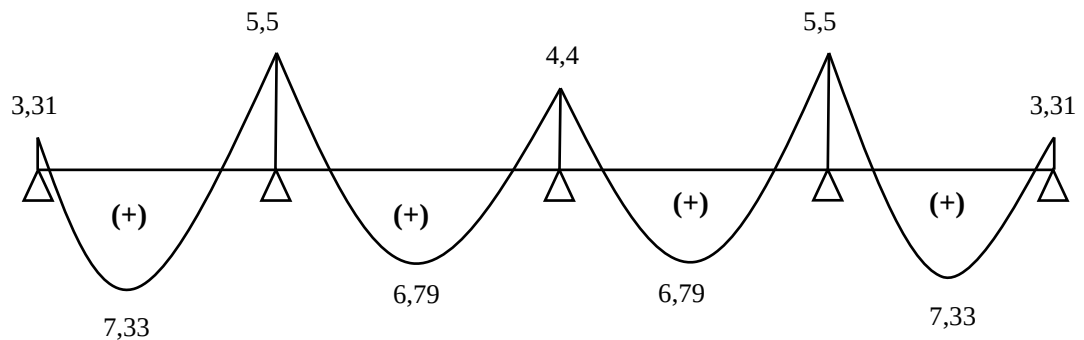
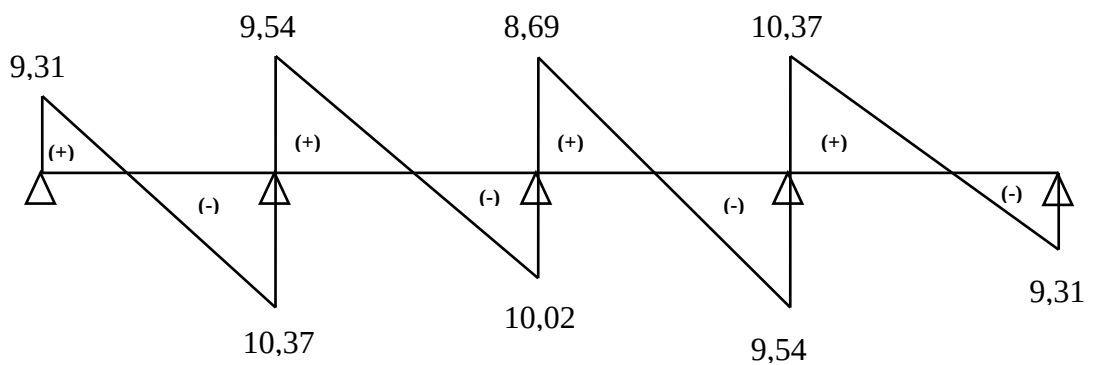


Diagramme des efforts tranchants a l'ELS :



Pour le 2^{ème} type :

Diagramme des moments a l'ELS :

[KN.m]

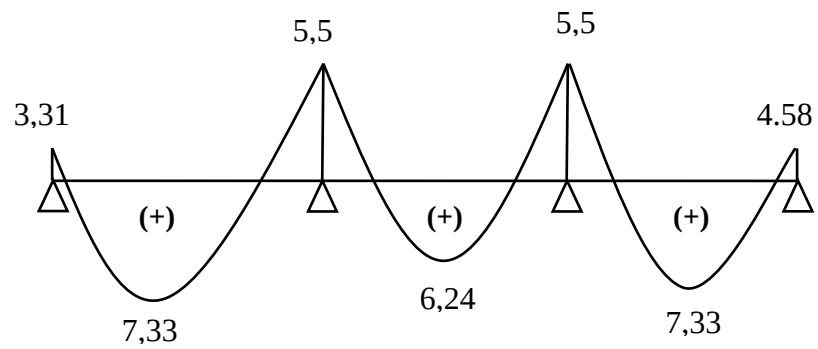


Diagramme des efforts tranchants a l'ELS :

[KN]

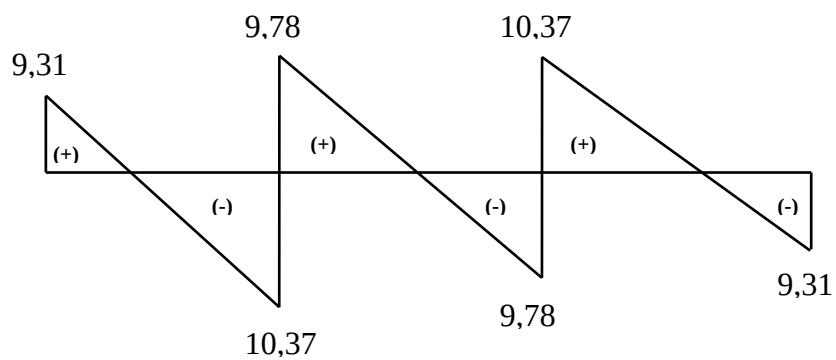


Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour le Plancher étage courant à L'E.L.S:

	Types	Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
étage courant	Type 1 ^o	a	-10.37	9.31	3.31	7.33
		b		9.54	5.5	6.79
		c	-10.02	8.69	4.4	6.79
		d	-9.54	10.37	5.5	7.33
		e	-9.31	9.31	3.31	7.33
	Type 2 ^o	a			3.31	7.33
		b	-10.37	9.78	5.5	6.24
		d	-9.78	10.37	5.5	7.33
		e	-9.31		3.31	7.33

▪ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

▪ **Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

En travée :

Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

$$\rho_1 = 1,088 \Rightarrow k_1 = 19,72 \Rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,33 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 202,44 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 202,44 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{202,44}{19,72} = 10,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Sur appuis :**Contrainte dans l'acier :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,4}{12 \times 18} = 0,648$$

$$\rho_1 = 0,648 \Rightarrow k_1 = 27,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,882$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,5 \times 10^6}{0,882 \times 180 \times 140} = 247,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 247,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{247,45}{27,37} = 9,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

▪ Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)

D'après les règles du BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 = \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \cdot d} > \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_t}{15 \times M_0} &= \frac{7,33}{15 \times 11,01} = 0,044 \\ \frac{h}{L} &= \frac{20}{450} = 0,044 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

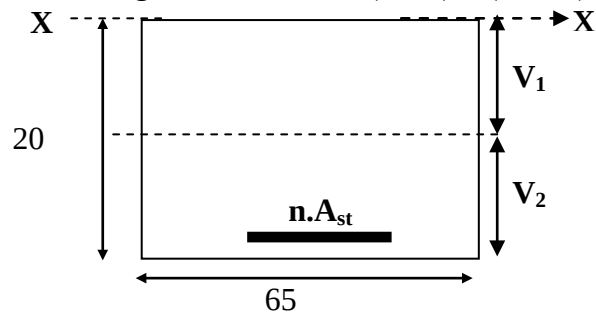
$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Calcul du moment équilibrer par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \left(d - \frac{h_0}{3} \right) \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \left(18 - \frac{4}{3} \right) \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m} > M_s = 7,33 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'A.N tombe dans la table de compression.

$\Rightarrow$ Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section (b x h) = (65x20).



Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 2,35 = 1335,25 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S_{/xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \cdot (20)^2}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 18 = 13634,5 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13635,5}{1335,25} = 10,21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,21 = 9,79 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \cdot (10,21^3 + 9,79^3) + 15 \cdot 2,35 \cdot (9,79 - 2)^2 = 45529,78 \text{ cm}^4.$$

Avec:

B_0 : aire de la section homogénéisée

M_s : moment fléchissant max à l'ELS

E_v, E_i : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

I_{fv}, I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{2,35}{65 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \cdot (0,55)} = 20,59$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (20,59) = 8,24$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 202,44 + 2,1} = 0,012$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 8,24 \times 0,012} = 45576,18 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 20,59 \times 0,012} = 40160,02 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} \quad , E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{7,33 \times 10^3 \times (450)^2}{10 \times 32164,20 \times 40160,02} = 0,11 \quad \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

$$f_i = 0,11 \text{ cm} < \overline{f_i} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{7,33 \times 10^3 \times (450)^2}{10 \times 10818,86 \times 45576,18} = 0,3 \quad \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

$$f_v = 0,3 \text{ cm} < \overline{f_v} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

▪ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées ; alors les poutrelles du plancher étage courant seront ferrillée comme suite :

▪ Armatures longitudinales :

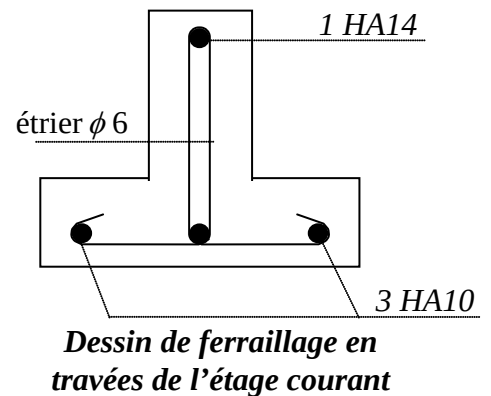
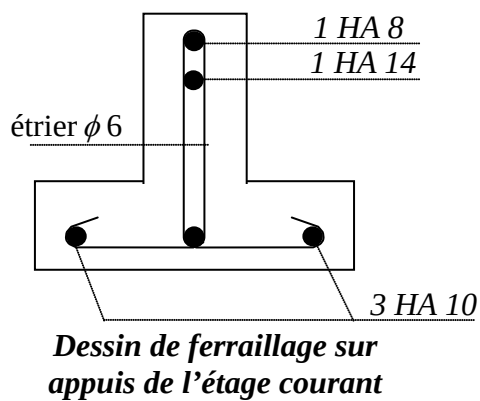
3HA10 pour le lit inférieur.

1HA14 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

1HA8 pour la barre de montage du lit supérieur.

▪ Armatures transversales :

1etrier en $\Phi 6$



I -2-3-2- Plancher étage de service :

Le même calcul se fait pour le plancher étage de service et on obtient le ferrailage suivant :

➤ **Armatures longitudinales :**

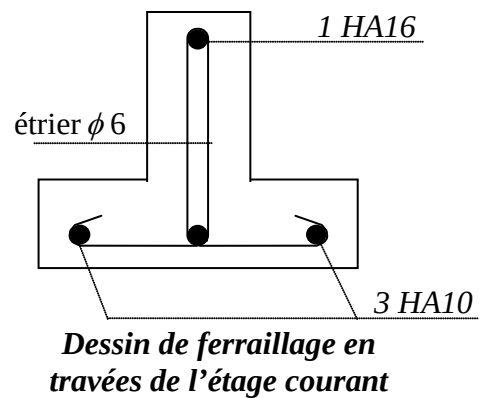
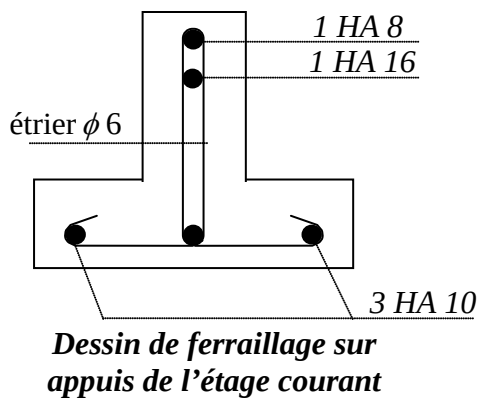
3HA10 pour le lit inférieur.

1HA16 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

1HA8 pour la barre de montage du lit supérieur.

➤ **Armatures transversales :**

1etrier en Φ 6



I -2-3-3- Plancher RDC :

Après calcul on remarque que la poutrelle (16+4) ne vérifie pas la condition exigé par la RPA donc on opte pour une poutrelle (20+4), on obtient le ferrailage suivant :

▪ Armatures longitudinales :

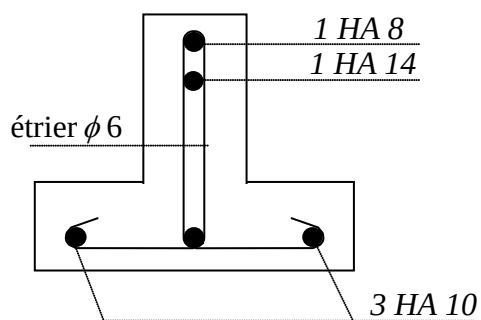
3HA10 pour le lit inférieur.

1HA8 pour la barre de montage du lit supérieur

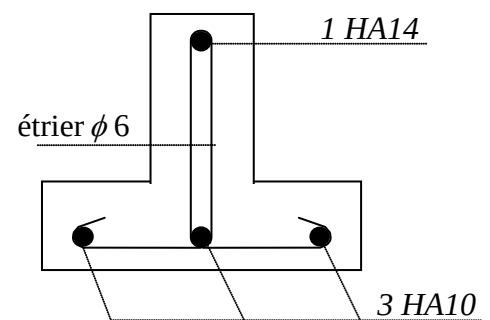
1HA14 pour le lit supérieur au niveau des appuis.

▪ Armatures transversales :

1étrier en $\Phi 6$



Dessin de ferrailage sur appuis de l'étage courant



Dessin de ferrailage Étages de service en travées

I -3-Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité (au niveau de la poutre de rive).

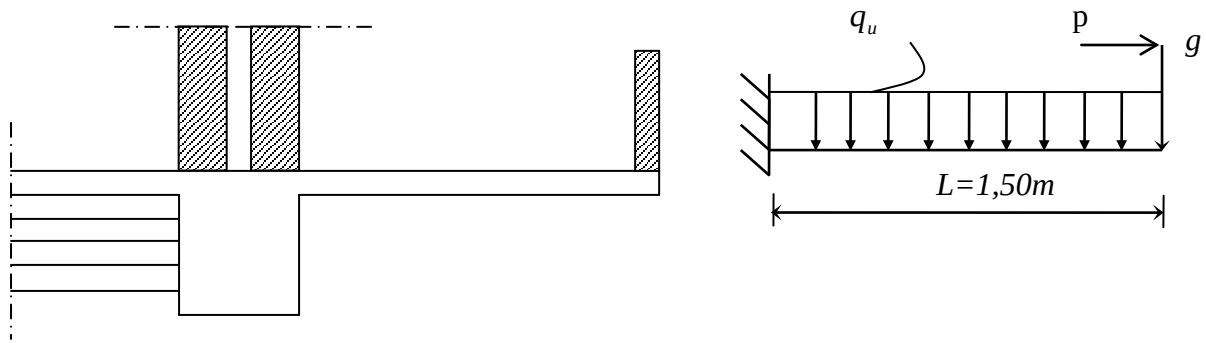


Figure I -3-1 : schéma statique du balcon

Dans notre cas on a beaucoup de formes de balcons pour le calcul on prend le balcon le plus grand.

I -3-1-pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,50m

Longueur : 3.70 m

Son épaisseur sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{1,50}{10} = 0,15m \quad \text{Avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

On adopte **ep = 15**

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1,0m de longueur.

I -3-2-Détermination des charges et surcharges :

La charge permanente :

$$G = 5,39 \text{ KN/m}^2$$

Garde de corps :

$G_2 = \text{poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la brique creuse}$

$$\text{Enduit ciment : } 0,44 \times 2 = 0,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Maçonnerie : } 0,9 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 0,88 + 0,9 = 1,78$$

La surcharge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

I -3-3-Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion composée.

a)- Combinaison des charges a l'ELU :

La dalle pleine : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,53 \text{ KN/ml}$

Le garde corps : $g_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN/ml}$

La main courante : $p_u = 1,5 \times p = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

b)- Calcul des moments :

$$M_u = -\frac{q_u l^2}{2} - gl = -\frac{12,53 \times (1,50)^2}{2} - 2,403 \times 1,50 = -17,70 \text{ KN.ml}$$

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

I -3-4-Ferraillage :**➤ Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,7 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,087$$

$$\mu_f = 0,087 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_f = 0,087 \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,70 \times 10^3}{0,954 \times 12 \times 348} = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 4,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,44}{4} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 1,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

I -3-3-Vérifications à l'E L U :**a)- Espacement des armatures :**

Armatures principales :

$$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_t < \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b)- Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.12.2,1}{400} = 1,45$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c)- Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5.1,1 /BAEL 91)

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12,53.1,5 + 2,403 = 21,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0.d} = \frac{21,20.10^3}{1000.120} = 0,18 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables:

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

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$ (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

d)- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u}$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum u_i = 3,14 \times 4 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}, \text{ avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,20 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

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

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre principale a la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 18 \text{ cm}$

I -3-5-Calcul à l'ELS :

a)- Combinaison des charges a l'ELU :

$$Q_s = G + Q = (5,39 + 3,5) \times 1\text{m} = 8,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La dalle pleine : } q_s = G + Q = (6,09 + 3,5) \times 1\text{m} = 8,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le garde corps : } g_s = g = 1,78 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La main courante : } p_s = p = 1 = 1,0 \text{ KN/ml}$$

b)- Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + gl = \frac{8,89 \times (1,5)^2}{2} + 1,78 \times 1,5 = 12,67 \text{ KN.ml}$$

c)- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d)- Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

➤ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,38$$

$$\rho_1 = 0,38 \Rightarrow k_1 = 37,08 \Rightarrow \beta_1 = 0,904$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,67 \times 10^6}{0,904 \times 120 \times 452} = 258,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 258,40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{258,40}{37,08} = 6,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e)- Etat limite de déformation : (Art.6.8,424/BAEL91)

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0038 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_s}{15 \times M_0} = \frac{12,67}{15 \times 12,67} = 0,067 \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

I -3-6-Ferraillage du balcon

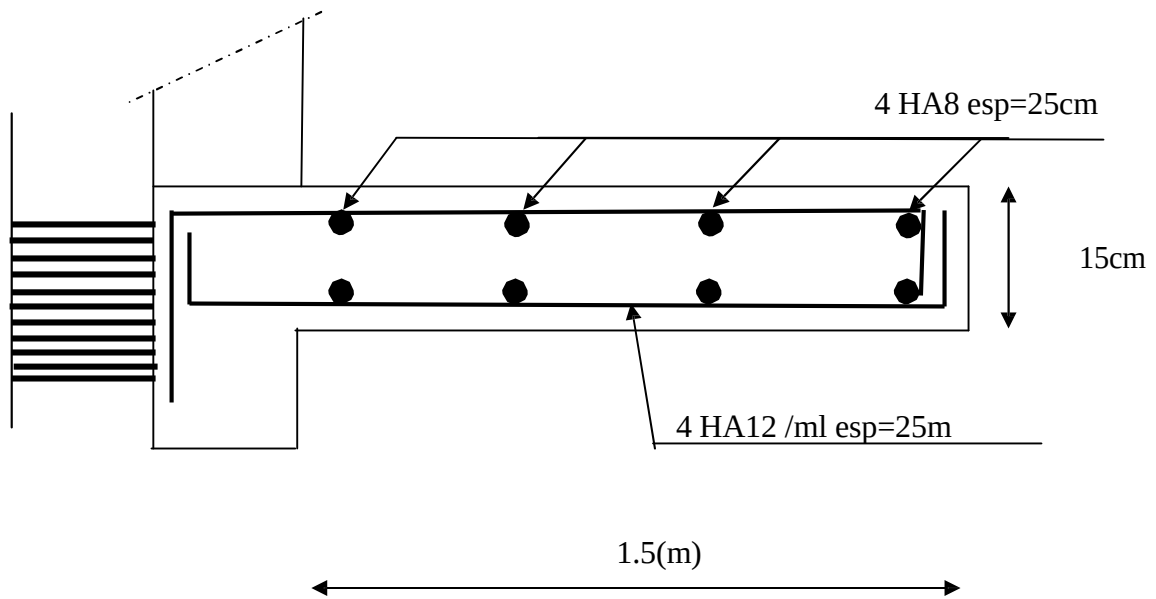


Figure I -3-2 : Plan du ferraillage du balcon

I -4-Calcul des escaliers :

I -4-1-Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, qui permettent l'axe vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et de marches assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- Un escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires pour le RDC.
- Un escalier à 2 volées à palier intermédiaire pour les autres niveaux.

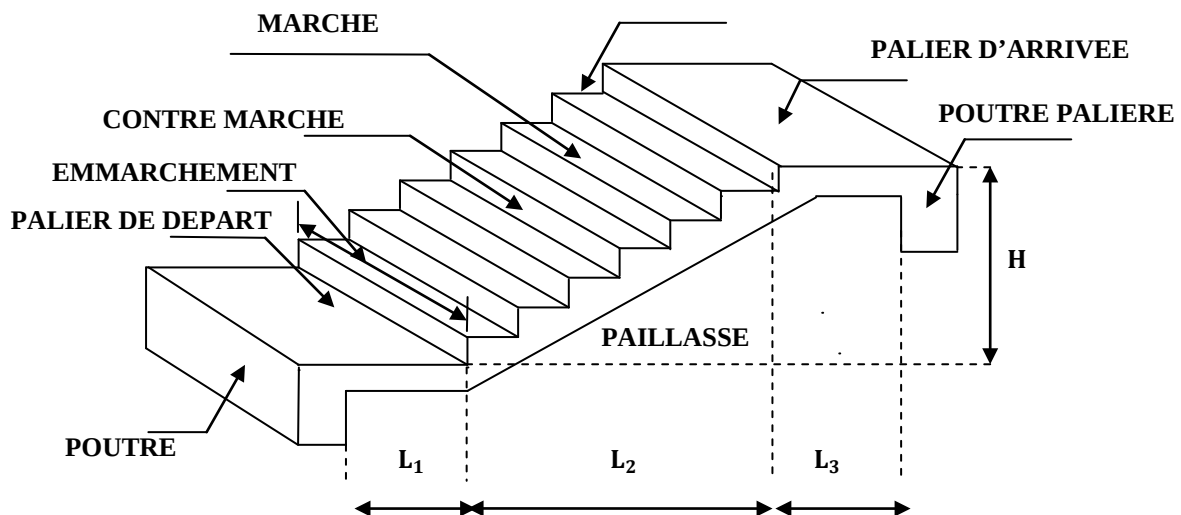


Figure I -4-1 : Représentation schématique des escaliers

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projetée de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

I -4-2-Escalier étage courage :

I -4-2-1-Escalier à deux volets :

a)- Dimensionnement :

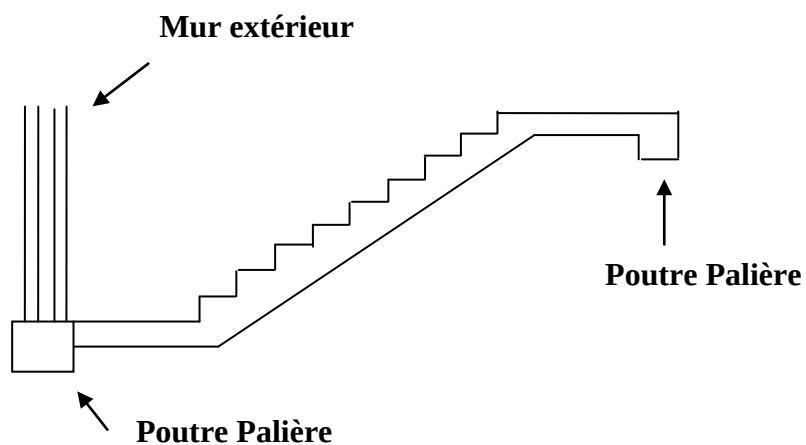


Figure I -4-2 : Coupe verticale de l'escalier

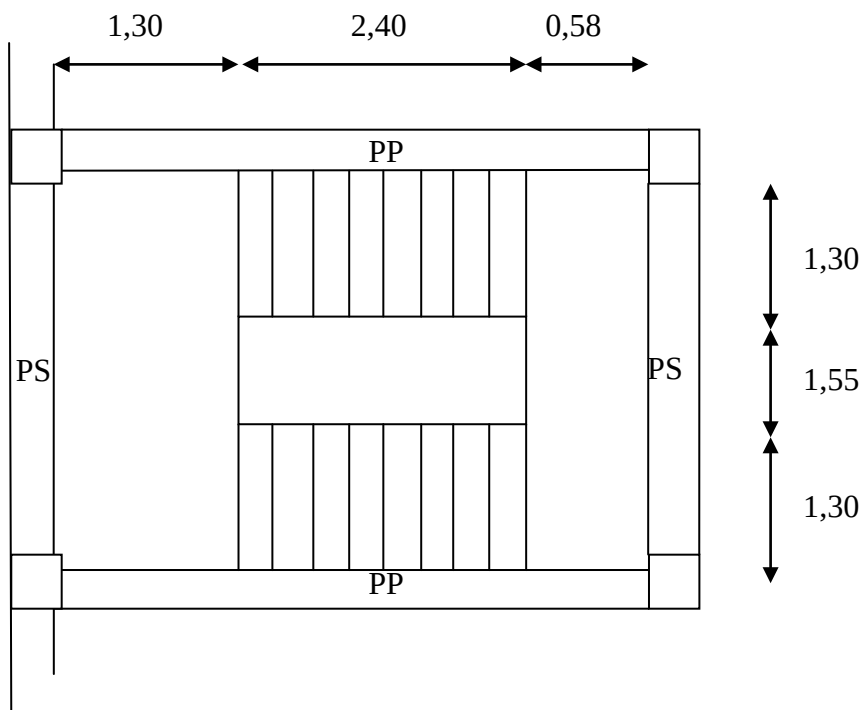


Figure I -4-3 : Vue en plan de l'escalier

D'après la formule de BLONDEL on a : $59 \leq g + 2h \leq 66(\text{cm})$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

En optant Pour une hauteur des marches $h=16\text{cm}$ et un giron $g=30\text{cm}$.

$$59 \leq g + 2h = 62 \leq 66(\text{cm})$$

$$H=144\text{cm et } h=16\text{cm}$$

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{144}{16} = 9 \text{ Contre marches.}$$

$$m = n-1 = 9-1 = 8 \text{ marches.}$$

L'embranchement est de 1,30 cm.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

La longueur de ligne de foulée:

$$l = g(n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$$

b)- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) est donnée par :

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

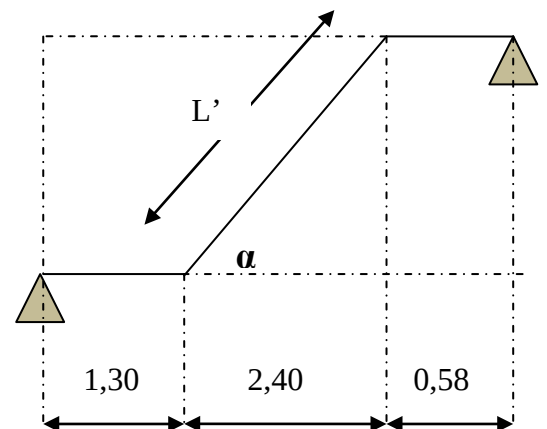
L' : Longueur du palier et de la paillasse.

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\tan \alpha = \frac{144}{240} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

$$\text{Alors : } L' = \frac{2,40}{\cos(30,56)} + 1,3 + 0,58 = 4,66\text{m.}$$

$$\frac{466}{30} \leq e_p \leq \frac{466}{20} \Rightarrow 15,33 \leq e_p \leq 23,3$$



Conclusion : j'opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p=20$

I -4-2-2-Chargement :

Le calcul de la charge revenant aux escaliers se fait en flexion simple pour 1ml d'emmarchement et 1ml de projection suivant l'horizontale.

La volée :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ($e_p = 20cm$)	25	$\frac{1 \times 0,20}{\cos(30,96)}$	5,83
Poids propre des marches ($e = 16cm$)	25	$\frac{1 \times 0,16}{2}$	2
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	$1 \times 0,02$	0,40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$1 \times 0,02$	0,40
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$1 \times 0,02$	0,20
Poids du garde corps	/	/	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		10,27

Le palier :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 20cm$)	25	$1 \times 0,20$	5,00
Carrelage ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		6,4

La surcharge d'exploitation est donnée par le **DTR B.C. 2.2** : $Q=2,5KN/ml$.

I -4-2-3-Calcul des efforts internes :**a)- Combinaison de charge a l'ELU :****La volée :**

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_1 = 1,35 \times 10,27 + 1,5 \times 2,5 = 17,61KN / m.$$

Le palier :

$$q_2 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_2 = 1,35 \times 6,4 + 1,5 \times 2,5 = 12,39KN / m.$$

b)- Etude de la pailleasse :

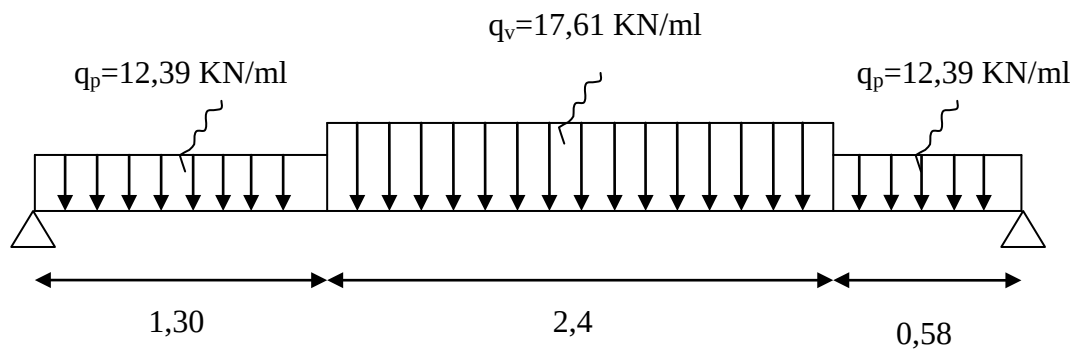


Figure I -4-4: Schéma statique de la volée

➤ Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 17,61 \times 2,4 + 12,39 \times 1,30 + 12,39 \times 0,58 = 65,56 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_b = 0 \Rightarrow & -R_a(4,28) + 12,39(1,3) \left(\frac{1,3}{2} + 2,98 \right) + 17,61(2,4) \left(\frac{2,4}{2} + 0,58 \right) \\ & + 12,39(0,58) \left(\frac{0,58}{2} \right) \end{aligned}$$

$$R_a = \frac{135,78}{4,28} = 31,72 \text{ KN}$$

$$R_b = 65,56 - R_a = 65,56 - 31,72 = 33,84 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_a = 31,72 \text{ KN} \\ R_b = 33,84 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des efforts internes :

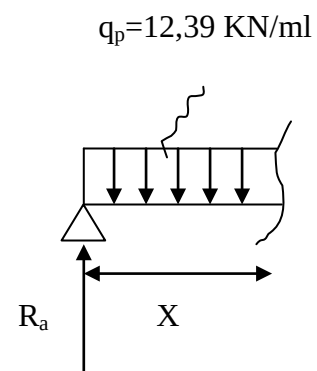
pour $0 \leq x \leq 1,3$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow M(x) = -6,195 x^2 + 31,72x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,3 \text{ m} \rightarrow M_z = 30,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -12,39x + 31,72$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_Y = 31,72 \text{ KN} \\ x = 1,3 \text{ m} \rightarrow T_Y = 15,61 \text{ KN} \end{cases}$$



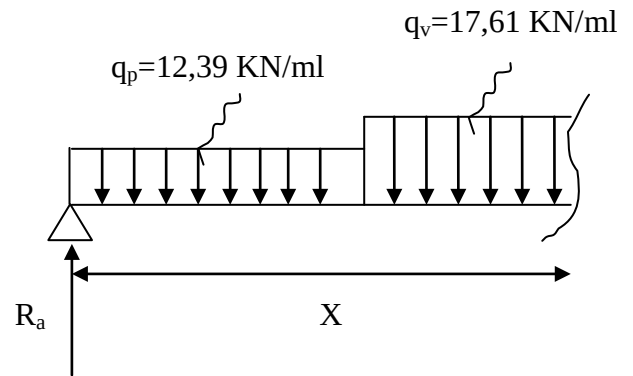
Pour $1,3 \leq x \leq 3,7$:

$$\sum M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 31,72x - 16,11(x-0,65) - 17,61(x-1,3)^2/2$$

$$\begin{cases} x = 1,3 \rightarrow M_z = 30,76 \text{ KN.m} \\ x = 3,7 \text{ m} \rightarrow M_z = 17,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -17,61(x-1,3) - 12,39(x) + 31,72$$

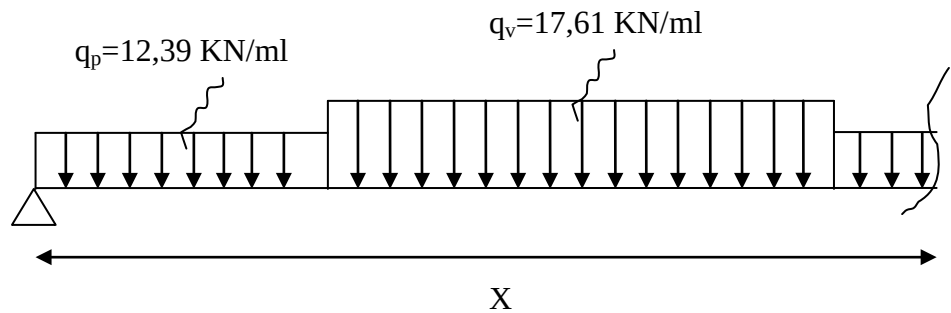
$$\begin{cases} x = 1,3 \rightarrow T_Y = 15,61 \text{ KN} \\ x = 3,7 \text{ m} \rightarrow T_Y = -26,65 \text{ KN} \end{cases}$$



pour $3,7 \leq x \leq 4,28$

$$\sum M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 31,72x - 16,11(x-0,65) - 17,61(2,4)(x-2,5) - 12,39(x-3,7)^2/2$$

$$\begin{cases} x = 3,7 \rightarrow M_z = 17,51 \text{ KN.m} \\ x = 4,28 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -17,61(2,4) - 12,39(1,3) - 12,39(x-3,7) + 31,72$$

$$\begin{cases} x = 3,7 \rightarrow T_Y = -26,65 \text{ KN} \\ x = 4,28 \text{ m} \rightarrow T_Y = -33,84 \text{ KN} \end{cases}$$

M_z atteint la valeurs max à $x=2,19$ ce qui donne un $M_{z\max} = 37,68 \text{ KN.m}$

PS : on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

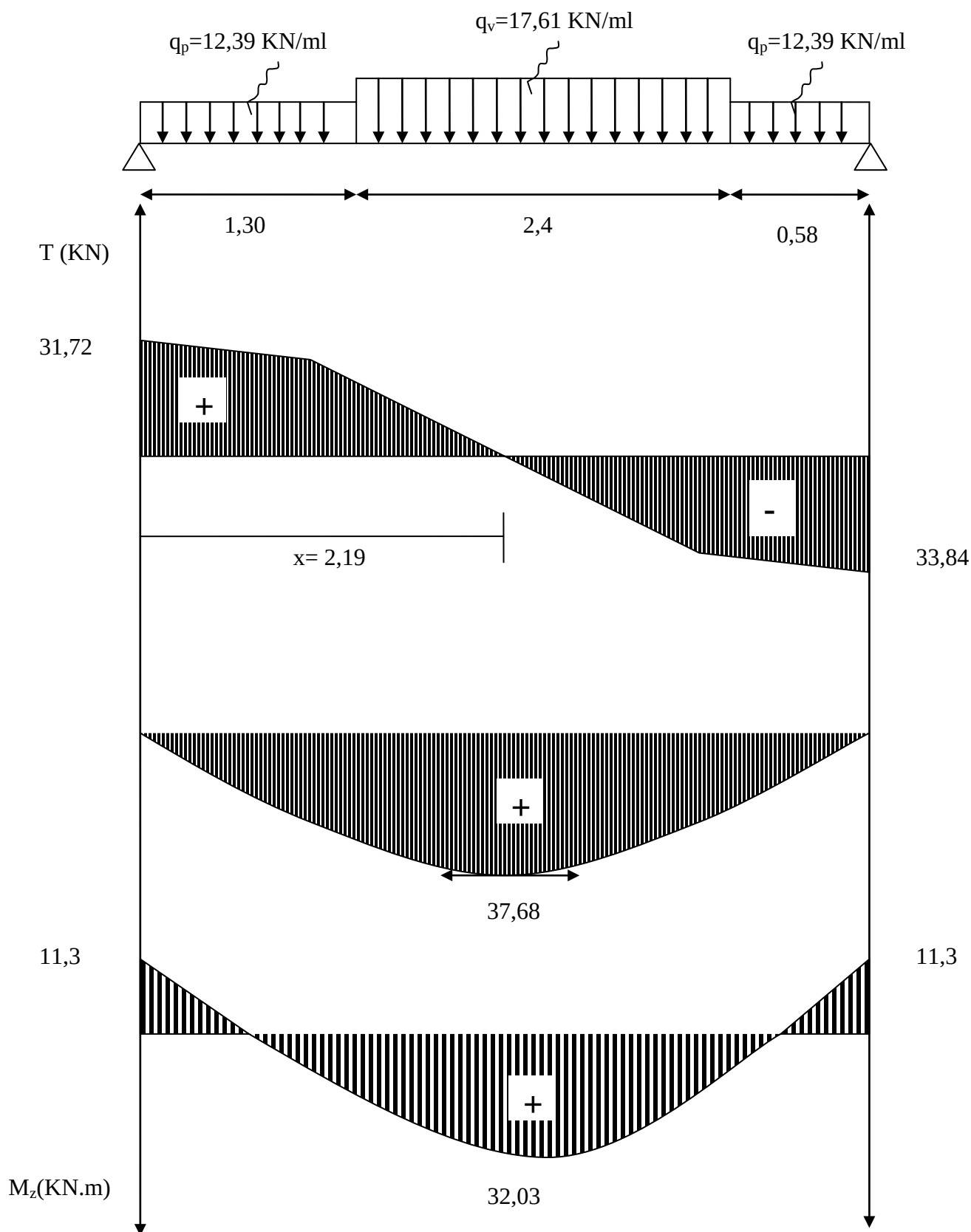
En travée :

$$M_t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 37,68 = 32,03 \text{ KN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 37,68 = -11,30 \text{ KN.m}$$

I -4-2-4-Diagramme des efforts internes :



I -4-2-5-Calcul des armatures :**Sur appuis :** $M_a = 11,3 \text{ KN.m}$ **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{11,3 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_b = 0,024 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{sa} = \frac{11,3 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 1,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{ra} = 0,785 \Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée: $M_t = 32,03 \text{ KN.m}$ **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{32,03 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$\mu_b = 0,07 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{32,03 \times 10^3}{0,964 \times 18 \times 348} = 5,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 5,30 \Rightarrow 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Armature de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rt} = 1,70 \Rightarrow 6\text{HA}8 = 3,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

I -4-2-6-Vérifications à l'E L U :**a) Espacement des armatures :****Armatures principales :**

$S_t < \min(3h; 33cm) \Rightarrow$ En travée : $S_t = 15cm < 33cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $S_t = 25cm < 33cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Armatures de répartition :

$S_t < \min(4h; 45cm) \Rightarrow$ En travée : $S_t = 15cm < 45cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $S_t = 25cm < 45cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)**En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.18.2,1}{400} = 2,17cm^2$$

$A_{st} = 6,78 cm^2 > A_{\min} = 2,17 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.100.18.2,1}{400} = 2,17cm^2$$

$A_a = 3,14cm^2 > A_{\min} = 2,17 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5.1, 1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 33,84KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0.d} = \frac{33,84.10^3}{1000.180} = 0,215 MPa$$

Pour une fissuration non préjudiciables:

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

$\tau_u = 0,215 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).**

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u}$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum u_i = 3,14 \times 6 \times 12 = 226,08 mm$$

ψ_s : Coefficient de scellement $\psi_s = 1$: ronds lisses
 $\psi_s = 1,5$: Haute adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers HA)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{33,84 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,92 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

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

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, Dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 18 \text{ cm}$

f)- Influence de l'effort tranchant :

Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 33,84 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition : $A_{\text{stadopté}} > A_{\text{stancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

$$A_{s \text{ tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{33,84 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tan crer}} = 0,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée (Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.)**

I -4-2-7-Vérification a l'ELS :

a) Combinaison de charge a l'ELS :

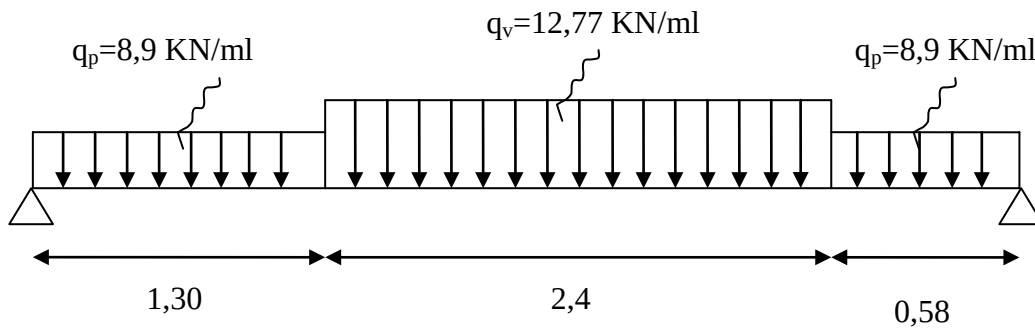
La volée :

$$q_1 = G + Q \Rightarrow q_1 = 10,27 + 2,5 = 12,77 \text{ KN / m.}$$

Le palier :

$$q_2 = G + Q \Rightarrow q_2 = 6,4 + 2,5 = 8,9 \text{ KN / m.}$$

b) Etude de la paillasse :



Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 8,9(1,30) + 12,77(2,4) + 8,9(0,58) = 47,38 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_b = 0 \Rightarrow & -R_a(4,28) + 8,9(1,3) \left(\frac{1,3}{2} + 2,98 \right) + 12,77(2,4) \left(\frac{2,4}{2} + 0,58 \right) \\ & + 8,9(0,58) \left(\frac{0,58}{2} \right) = 0 \end{aligned}$$

$$R_a = \frac{98,05}{4,28} = 22,91 \text{ KN}$$

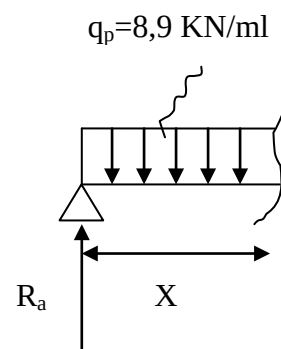
$$R_b = 47,38 - R_a = 47,38 - 22,91 = 24,47 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_a = 22,91 \text{ KN} \\ R_b = 24,47 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des efforts internes :

pour $0 \leq x \leq 1,3$

$$\sum M_n = 0 \Rightarrow M(x) = -4,45 x^2 + 22,91x$$



$$\begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ x=1,3m \rightarrow M_z = 22,26KN.m \end{cases}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -8,9x + 22,91$$

$$\begin{cases} x=0 \rightarrow T_Y = 22,91KN \\ x=1,3m \rightarrow T_Y = 11,34KN \end{cases}$$

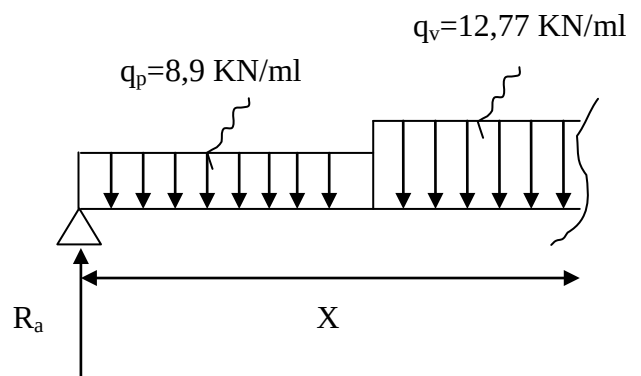
Pour $1,3 \leq x \leq 3,7$:

$$\sum M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 22,91x - 8,9(1,3)(x-0,65) - 12,77(x-1,3)^2/2$$

$$\begin{cases} x=1,3 \rightarrow M_z = 22,26KN.m \\ x=3,7m \rightarrow M_z = 12,70KN.m \end{cases}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -12,77(x-1,3) - 8,9(x) + 22,91$$

$$\begin{cases} x=1,3 \rightarrow T_Y = 11,34KN \\ x=3,7m \rightarrow T_Y = -19,31KN \end{cases}$$



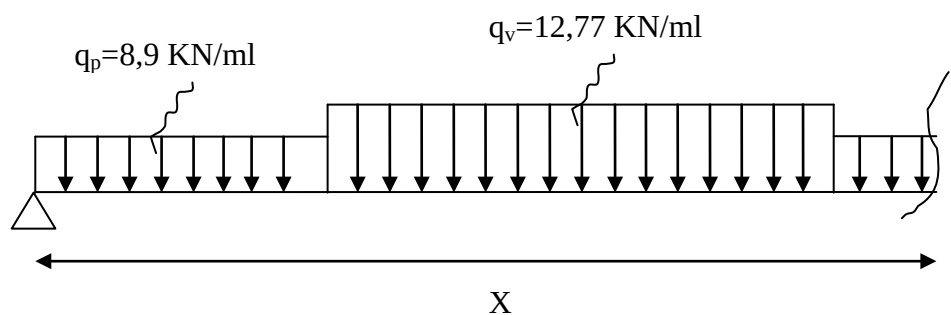
pour $3,7 \leq x \leq 4,28$

$$\sum M/n = 0 \Rightarrow M(x) = 22,91(x) - 8,9(1,3)(x-0,65) - 12,77(2,4)(x-2,5) - 8,9(0,58)(x-3,7)^2/2$$

$$\begin{cases} x=3,7 \rightarrow M_z = 12,70KN.m \\ x=4,28m \rightarrow M_z = 0KN.m \end{cases}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -8,9(x-3,7) - 8,9(1,3) - 12,77(2,4) + 22,91$$

$$\begin{cases} x=3,7 \rightarrow T_Y = -19,31KN \\ x=4,28m \rightarrow T_Y = -24,47KN \end{cases}$$



M_z atteint la valeurs max à $x=2,19$ ce qui donne un $M_{zmax} = 27,29 KN.m$

PS : on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

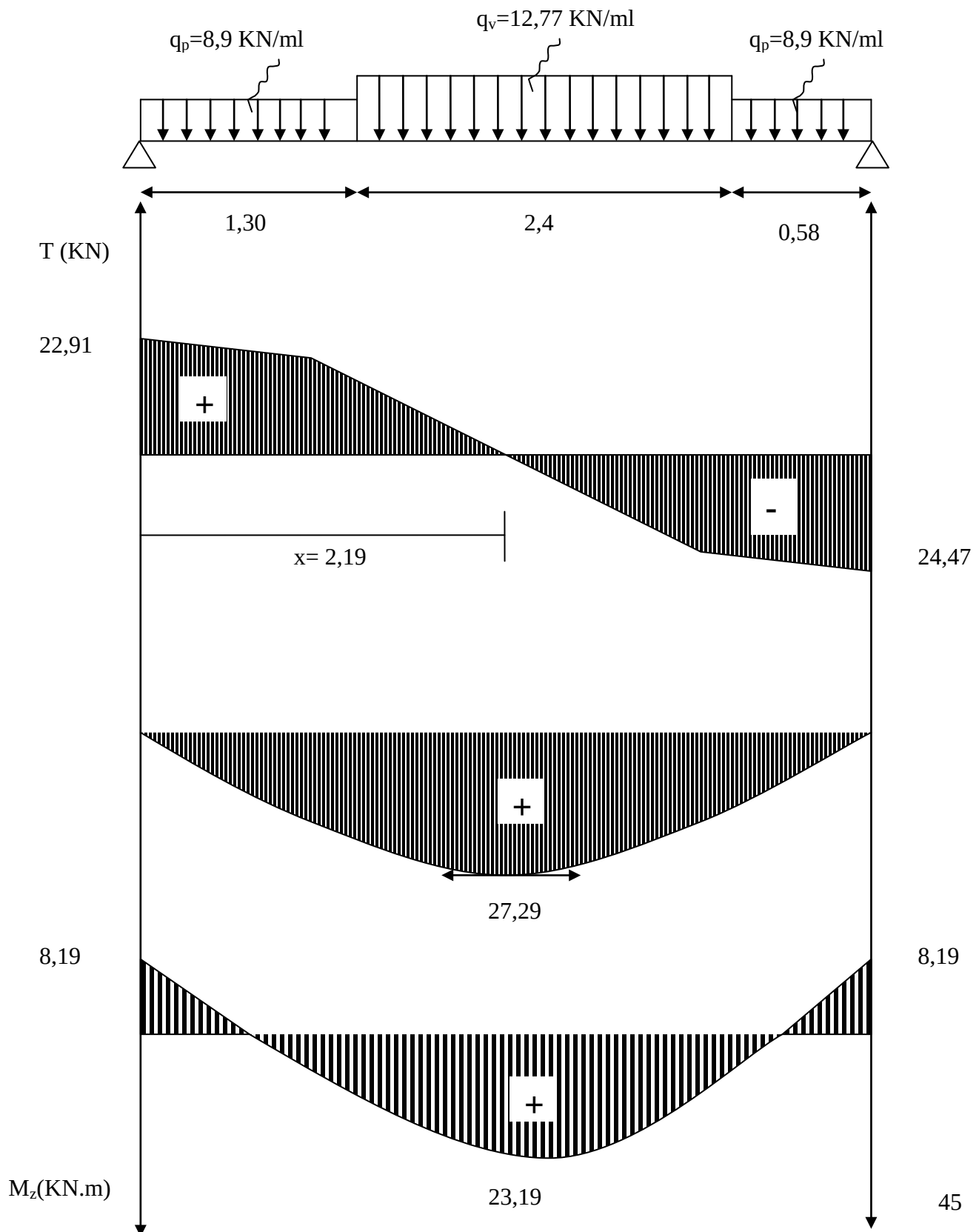
En travée :

$$M_t = 0,85.M_z^{max} = 0,85 \times 27,29 = 23,19 KN.m$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 27,29 = -8,19 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :



c) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

En travée :

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,377$$

$$\rho_1 = 0,377 \Rightarrow k_1 = 37,63 \Rightarrow \beta_1 = 0,905$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{23,19 \times 10^6}{0,905 \times 180 \times 678} = 209,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 209,97,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{209,97}{37,63} = 5,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \Rightarrow k_1 = 58,53 \Rightarrow \beta_1 = 0,932$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8,19 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 155,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 155,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{155,48}{58,53} = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformation si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}, \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e}, \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{428} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,004 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

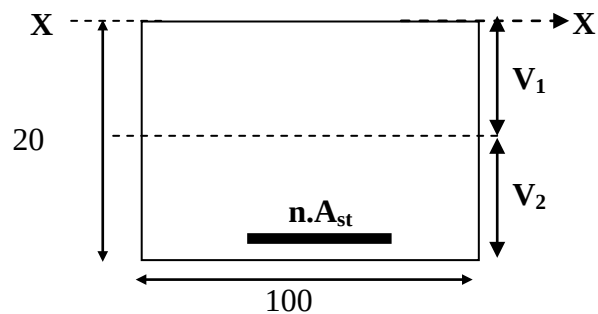
$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{23,19}{15 \times 27,29} = 0,06 \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{428} = 0,047 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} < \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$



Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + nA = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 6,78 = 2101,7 \text{ cm}^2.$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$S_{/xx} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_{st}.d$$

$$S_{/xx} = \frac{100.(20)^2}{2} + 15.6,78.18 = 21830,6 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21830,6}{2101,7} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15.A_{st} \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \cdot (10,38^3 + 9,62^3) + 15.6,78 \cdot (9,62 - 2)^2 = 72860,62 \text{ cm}^4.$$

Avec:

B_0 : aire de la section homogénéisée

M_s : moment fléchissant max à l'ELS

E_v, E_i : module de déformation différée (respectivement instantanée) du béton.

I_{fv}, I_{fi} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée (respectivement instantanée).

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,004$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,004 \cdot (2 + 3)} = 5,25$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (5,25) = 2,1$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 209,97 + 2,1} = 0,326$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 72860,62}{1 + 2,1 \times 0,326} = 47576,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 72860,62}{1 + 5,25 \times 0,326} = 29558,06 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} \quad , E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{23,19 \times 10^3 \times (428)^2}{10 \times 32164,20 \times 29558,06} = 0,45$$

$\Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

$$f_i = 0,45 \text{ cm} < \overline{f_i} = \frac{428}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{23,19 \times 10^3 \times (428)^2}{10 \times 10818,86 \times 47576,09} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

$$f_v = 0,82 \text{ cm} < \overline{f_i} = \frac{428}{500} = 0,86 \text{ cm}$$

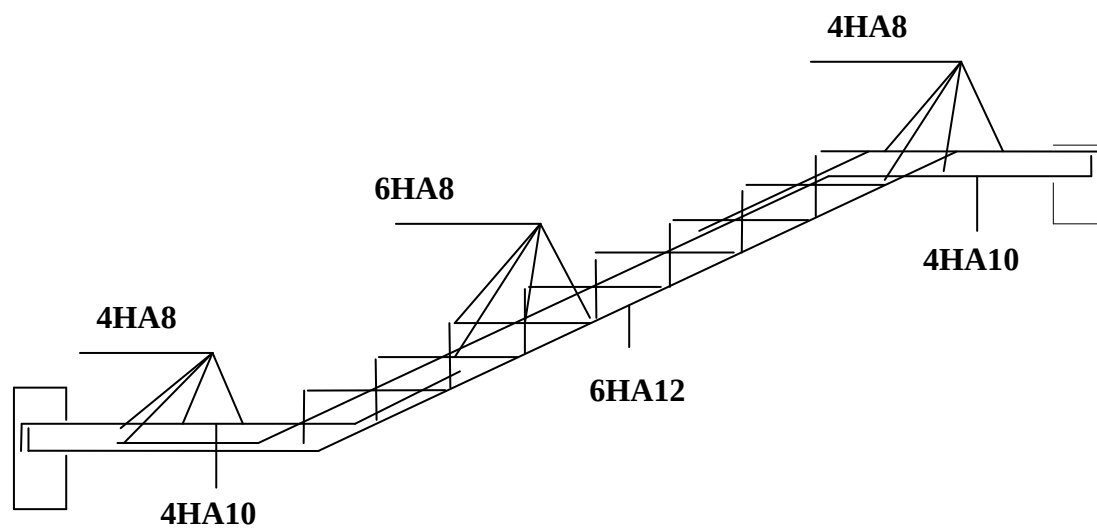


Figure I -4-4 : ferrailage de l'escalier étage courant

Escalier du RDC :

Dans ce cas on a un escalier à 2 volées et 2 paliers avec 3 appuis comme le montre le schéma suivant :

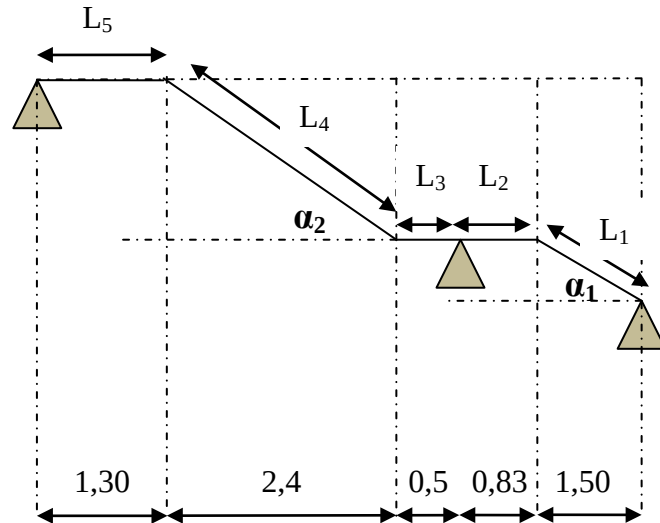


Figure III-4-4 : Schéma statique de la volée RDC

D'après la formule de BLONDEL on a : $59 \leq g + 2h \leq 66(cm)$

Avec:

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

Pour la 1^{ère} volée :

En optant pour une hauteur des marches $h=16cm$ et un giron $g=30cm$.

$$59 \leq g + 2h = 62 \leq 66(cm)$$

$$H=96cm \text{ et } h=16cm$$

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{96}{16} = 6 \text{ Contre marches.}$$

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches.}$$

L'emmarchement est de 1,30 cm.

Pour la 2^{ème} volée :

En optant pour une hauteur des marches $h=16cm$ et un giron $g=30cm$.

$$59 \leq g + 2h = 62 \leq 66(cm)$$

$$H=144cm \text{ et } h=16cm$$

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{144}{16} = 9 \text{ Contre marches.}$$

$$m = n-1 = 9-1 = 8 \text{ marches.}$$

L'emmarchement est de 1,30 cm.

b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) est donnée par :

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

L' : Longueur du palier et de la paillasse.

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha_1} + L_2 + L_3 + \frac{L_4}{\cos \alpha_2} + L_5$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{96}{150} = 0,64 \Rightarrow \alpha_1 = 32,62^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{144}{240} = 0,6 \Rightarrow \alpha_2 = 30,96^\circ$$

$$\text{Alors : } L' = \frac{1,50}{\cos(32,62)} + 0,5 + 0,83 + \frac{2,4}{\cos(30,96)} + 1,30 = 7,20m.$$

$$\frac{720}{30} \leq e_p \leq \frac{720}{20} \Rightarrow 24 \leq e_p \leq 36$$

Conclusion : j'opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p=30$

I -4-3-Chargement :

Le calcul de la charge revenant aux escaliers se fait en flexion simple pour 1ml d'emmarchement et 1ml de projection suivant l'horizontale.

La volée 1 :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e_p = 30cm$)	25	$\frac{1 \times 0,30}{\cos(32,62)}$	8,9
Poids propre des marches ($e = 16cm$)	25	$\frac{1 \times 0,16}{2}$	2
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	$1 \times 0,02$	0,40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$1 \times 0,02$	0,40
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$1 \times 0,02$	0,20
Poids du garde corps	/	/	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		13,34

La volée 2 :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e_p = 30cm$)	25	$\frac{1 \times 0,30}{\cos(30,96)}$	8,75
Poids propre des marches ($e = 16cm$)	25	$\frac{1 \times 0,16}{2}$	2
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	$1 \times 0,02$	0,40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$1 \times 0,02$	0,40
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$1 \times 0,02$	0,20
Poids du garde corps	/	/	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		13,19

Le palier :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 30cm$)	25	$1 \times 0,30$	7,5
Carrelage ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Lit de sable ($e = 2cm$)	18	$1 \times 0,02$	0,36
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		8,9

La surcharge d'exploitation est donnée par le **DTR B.C. 2.2** : $Q=2,5KN/ml$.

I -4-4-Calcul des efforts internes :**a) Combinaison de charge a l'ELU :****La volée 1:**

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_1 = 1,35 \times 13,34 + 1,5 \times 2,5 = 21,76KN / ml.$$

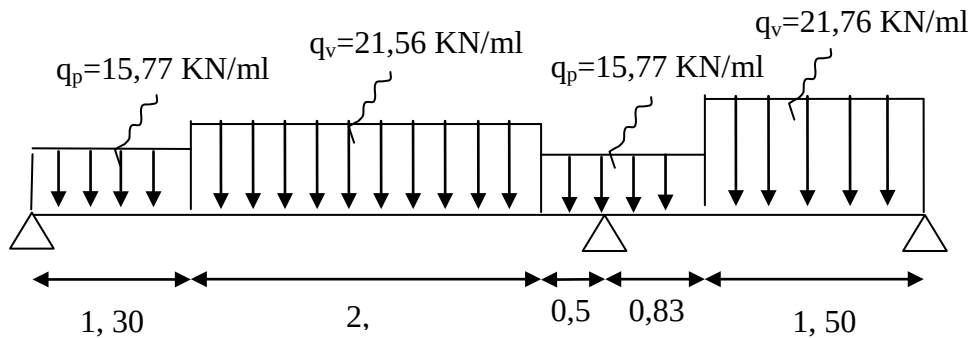
La volée 2 :

$$q_2 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_2 = 1,35 \times 13,19 + 1,5 \times 2,5 = 21,56KN / ml.$$

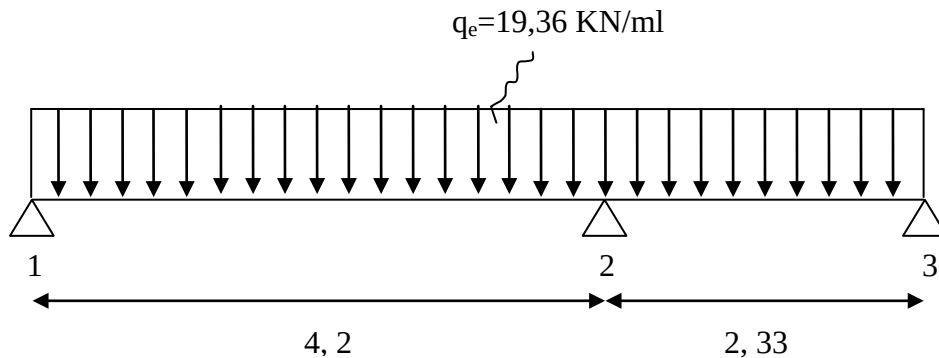
Le palier :

$$q_2 = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_2 = 1,35 \times 8,9 + 1,5 \times 2,5 = 15,77KN / ml.$$

b) Etude de l'escalier:



Après calcul de q_e équivalent on obtient le diagramme suivant :



Dans notre cas on a un escalier à 3 appuis donc on le considérons comme une poutre continue d'où le calcul se fait par l'un des 3 méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

Vérification de la méthode forfaitaire :

-Fissuration peut préjudiciable.....vérifiée

-Poutre à inerties transversales constantes vérifiées

-Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$:

La volée 1 :

$$\begin{cases} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 13,34 \text{ KN/m}^2 \\ (1,5 < \max\{2 \times 13,34 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN} / \text{m}^2\} = 26,68 \text{ KN} / \text{m}^2) \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

La volée 2 :

$$\begin{cases} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 13,19 \text{ KN/m}^2 \\ (1,5 < \max\{2 \times 13,19 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2\} = 26,38 \text{ KN/m}^2) \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Le palier :

$$\begin{cases} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2; G = 8,9 \text{ KN/m}^2 \\ (1,5 < \max\{2 \times 8,9 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2\} = 17,8 \text{ KN/m}^2) \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

-Les rapports des portées successives sont compris entre : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4,2}{2,33} = 1,80 \quad \text{Non vérifiée}$$

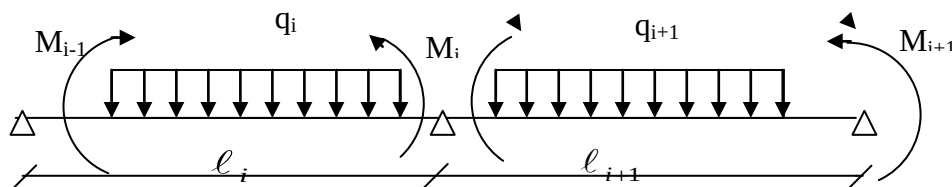
La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Le calcul se fera donc par la méthode des 3 moments

c) Méthode des trois moments :

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

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



- **Moments aux appuis :**

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

- **Moments en travée :**

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

La position du moment maximum $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

▪ **Remarque :**

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

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

▪ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

▪ **Calcul des efforts internes :**

Calcul du moment :

Pour $i=1 \dots 8$, $4M_1 + 4,2M_2 = -358,59$

Pour $i=2 \dots 4$, $2M_1 + 13,06M_2 + 2,33M_3 = -419,81$

Pour $i=3 \dots 2$, $33M_2 + 4,66M_3 = -61,22$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -31,97 \text{ KN.M} ; \quad M_2 = -21,43 \text{ KN.M} ; \quad M_3 = -2,42 \text{ KN.M}$$

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

▪ **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$$M_1 = (-31,97) - [(1/3) \times (-31,97)] = -21,31 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-21,43) - [(1/3) \times (-21,43)] = -14,29 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-2,42) - [(1/3) \times (-2,42)] = -1,61 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

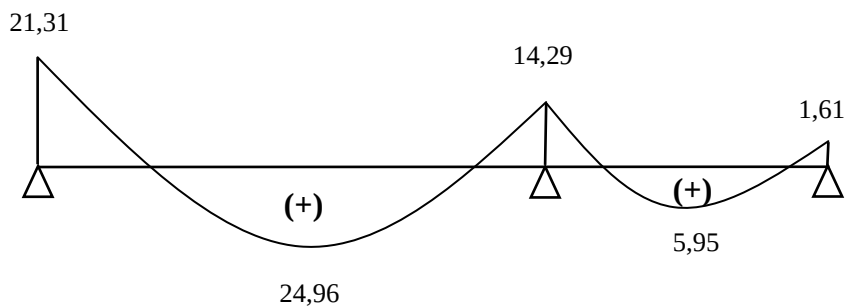
$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \cdot \frac{x}{L}$$

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante : $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travée	Longueur (m)	Abscisse $M_{\max}$ (m)	Valeur de $M_{\max}$ (kn.m)
1-2	4,20	2,19	24,96
2-3	2,33	1,45	5,95

Diagramme des moments fléchissant:

[KN.m]

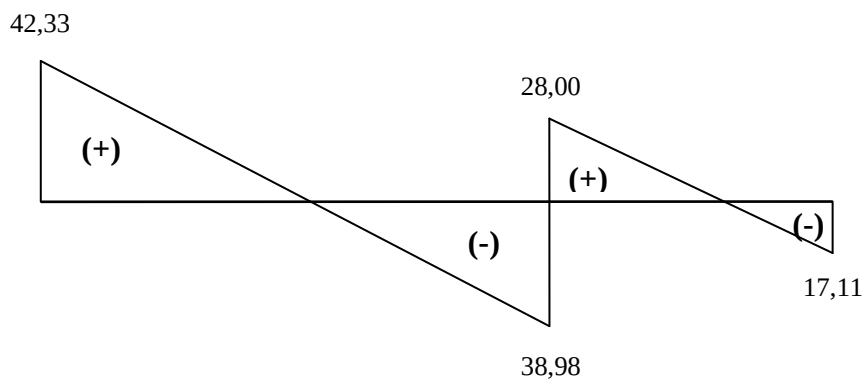


▪ Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	4,20	19,36	-21,31	-14,29	42,33	-38,98
2-3	2,33	19,36	-14,29	-1,61	28,00	-17,11

Diagramme des efforts tranchants:



Conclusion

$$M_{ut}^{\max} = 24,96 \text{ KNm} ; M_{ua}^{\max} = 21,31 \text{ KNm} ; V_u^{\max} = 42,33 \text{ KN}$$

I -4-6-Calcul des armatures :**Sur appuis :** $M_a = 21,31 \text{ KN.m}$ **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{21,31 \times 10^3}{100 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,019$$

$$\mu_b = 0,019 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{sa} = \frac{21,31 \times 10^3}{0,990 \times 28 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sa} = 2,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{ra} = 0,98 \Rightarrow 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée: $M_t = 24,96 \text{ KN.m}$ **Armature principe :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{24,96 \times 10^3}{100 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,022$$

$$\mu_b = 0,022 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{24,96 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2,59 \Rightarrow 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Armature de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rt} = 1,13 \Rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérifications à l'E L U :

a) Espacement des armatures :

➤ **Armatures principales :**

$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow$ En travée : $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➤ **Armatures de répartition :**

$S_t < \min(4h; 45\text{cm}) \Rightarrow$ En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot 2,1}{400} = 3,38$$

$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot 2,1}{400} = 3,38$$

$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5.1, 1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 42,33 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{42,33 \cdot 10^3}{1000 \cdot 280} = 0,15 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables:

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

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).**

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u}$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres tendues

$$\sum u_i = 3,14 \times 4 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1$: ronds lisses

$\psi_s = 1,5$: Haute adhérence

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers HA)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{42,33 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 1,11 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

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

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend **$L_s = 45 \text{ cm}$**

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre a la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet,

Dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : **$L_c = 0,4 \cdot L_s = 18 \text{ cm}$**

f) Influence de l'effort tranchant :

Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 42,33 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 280} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition : $A_{s\text{adopté}} > A_{s\text{tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

$$A_{s\text{tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{42,33 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$A_{s\text{adopté}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s\text{tan crer}} = 1,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée (Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.)**

I -4-7-Vérifications à l'ELS :

Pour les calculs à l'E.L.S on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations ; cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport $\beta = \frac{q_s}{q_u}$

et on multiplie les moments et les efforts tranchants par ce coefficient qui nous donne les valeurs des sollicitations.

a) Combinaison de charge a l'ELS :

La volée 1:

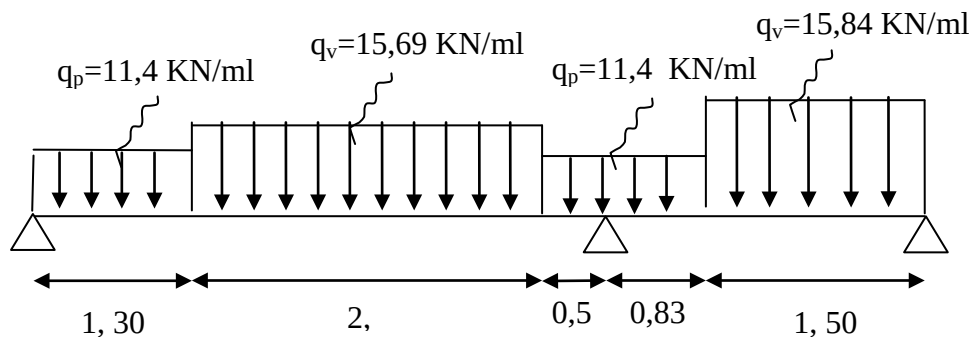
$$q_1 = G + Q \Rightarrow q_1 = 13,34 + 2,5 = 15,84 \text{ KN / ml.}$$

La volée 2 :

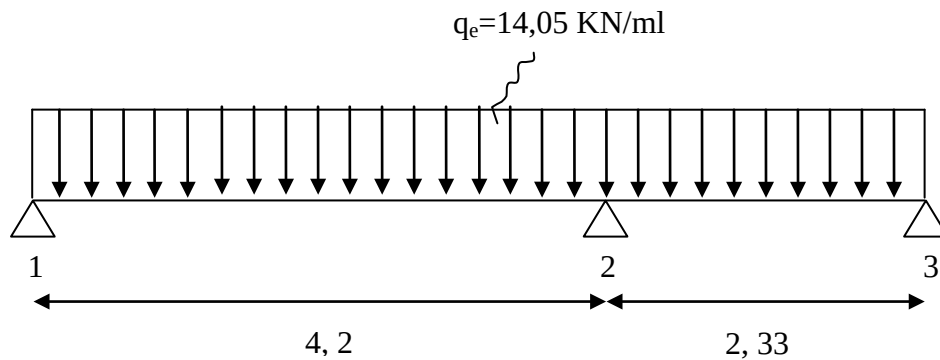
$$q_2 = G + Q \Rightarrow q_2 = 13,19 + 2,5 = 15,69 \text{ KN / ml.}$$

Le palier :

$$q_2 = G + Q \Rightarrow q_2 = 8,9 + 2,5 = 11,4 \text{ KN / ml.}$$

b) Etude de la paillasse :

Après calcul de q_s équivalent on obtient le diagramme suivant :



Après application de cette dernière méthode, on obtient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchant données ci- dessous sous forme de diagrammes.

$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{14,05}{19,36} = 0,726$$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

[KN.m]

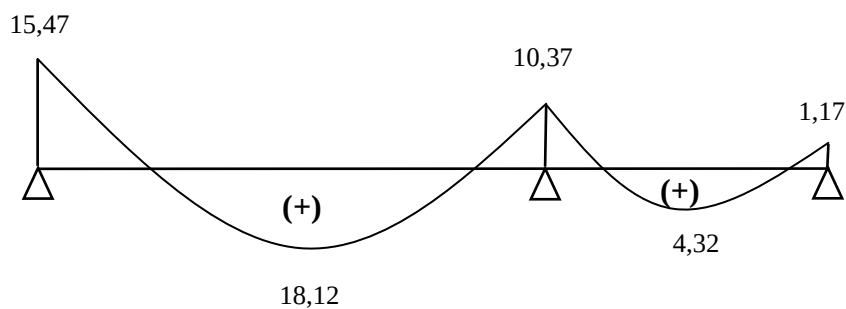
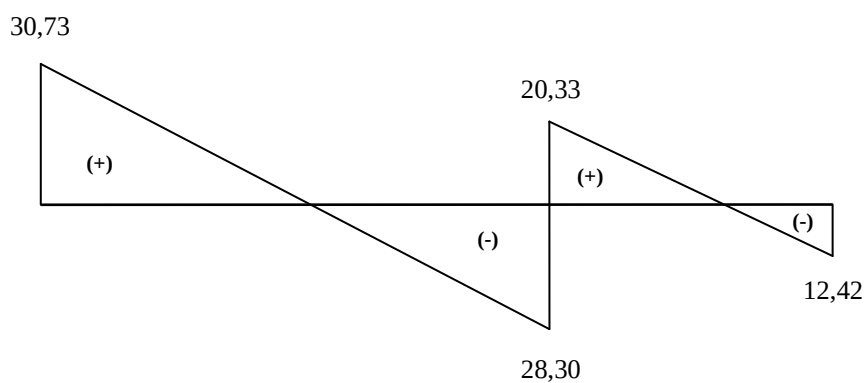


Diagramme des efforts tranchants :



Conclusion

$$M_{ut}^{\max} = 18,12 \text{ kNm} ; M_{ua}^{\max} = 15,47 \text{ kNm} ; V_u^{\max} = 30,73 \text{ kN}$$

c) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

En travée :

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 28} = 0,161$$

$$\rho_1 = 0,161 \Rightarrow k_1 = 60,76 \Rightarrow \beta_1 = 0,934$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{18,12 \times 10^6}{0,934 \times 280 \times 452} = 153,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 153,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{153,29}{60,76} = 2,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 28} = 0,140$$

$$\rho_1 = 0,140 \Rightarrow k_1 = 65,64 \Rightarrow \beta_1 = 0,938$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d A_s} = \frac{15,47 \times 10^6}{0,938 \times 280 \times 392} = 150,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 150,26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{150,26}{65,64} = 2,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 x d} < \frac{3,6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 x M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{420} = 0,071 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 x d} = \frac{4,52}{100 \times 23} = 0,0019 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 x d} < \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 x M_0} = \frac{18,12}{15 \times 30,98} = 0,039 \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{420} = 0,071 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 x M_0} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

I -5-Calcul de la poutre palière :

I -5-1-définition :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est considérée comme semi encastrée dans les poteaux alors on prendra :

$$M_a = -0,3 M_0$$

$$M_t = 0,85 M_0$$

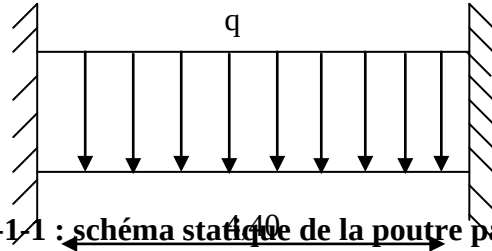


Figure I -1-1 : schéma statique de la poutre palière

I -5-2-Pré dimensionnement de la poutre palière :

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

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t$$

$$\frac{4,40}{15} \leq h_t \leq \frac{4,40}{10} \Rightarrow 29,33 \leq h_t \leq 44 \Rightarrow \text{Soit } h_t = 35\text{cm}$$

$$0,4.35 \leq b \leq 0,7.35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow \text{Soit } b = 20\text{cm}$$

L'Art 7-5-1 du RPA 99 version 2003 exige les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas on a :

$$\begin{cases} b = 20\text{cm} \\ h_t = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,75 \leq 4 \end{cases}$$

La section calculée confond avec la règle exigée par la RPA on prend donc une section $S_p = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

I -5-3-Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre :

Poids propres de la poutre = $0,20 \times 0,35 \times 25 = 1,75 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur = $2,44 \times 1,44 = 3,51 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre à l'ELU : $R_b = 31,72 \text{ KN}$

Réaction de la poutre à l'ELS : $R_b = 22,91 \text{ KN}$

I -5-4-Calcul a l'ELU :**a) Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1,35G + 2T_U/L$$

$$q_u = 1,35(1,75 + 3,51) + 2(31,72)/4,00 = 22,96 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul des efforts internes :**Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{22,96 \times (4,00)^2}{8} = 45,92 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

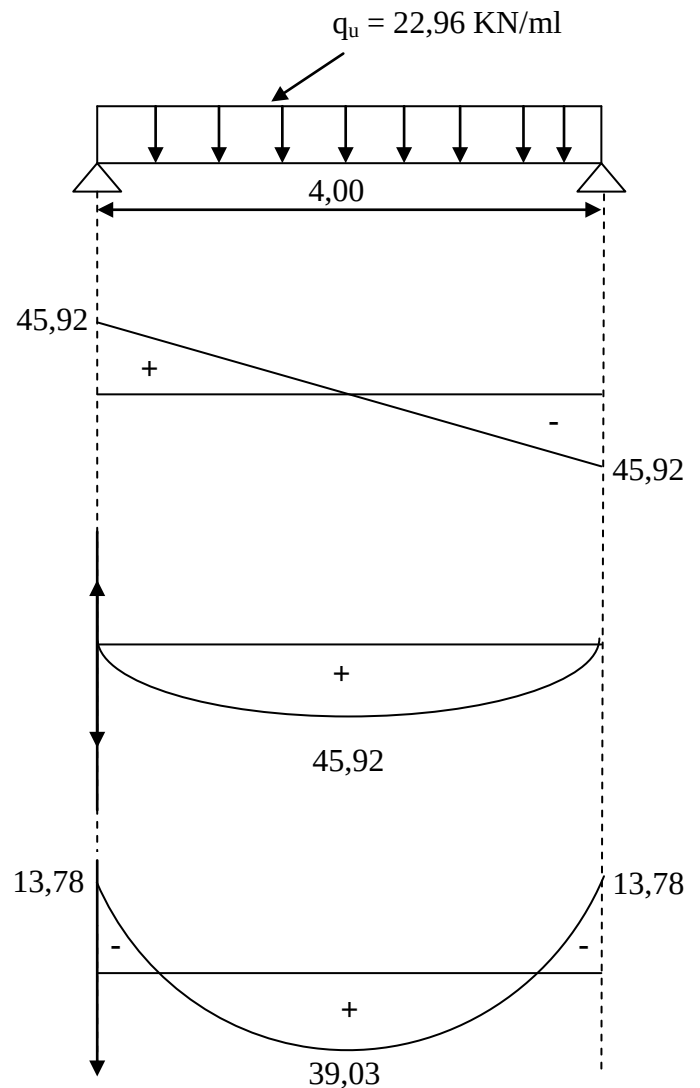
$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 45,92 = 39,03 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 45,92 = -13,78 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_y = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{22,96 \times 4,00}{2} = 45,92 \text{ KN}$$



c) Calcul des armatures :

Sur appuis : $M_a = 13,78 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{13,78 \times 10^3}{20 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,045$$

$$\mu_b = 0,045 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{sa} = \frac{13,78 \times 10^3}{0,976 \times 33 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

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

En travée: $M_t = 39,03 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{39,03 \times 10^3}{20 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,126$$

$$\mu_b = 0,126 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,126 \Rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{39,03 \times 10^3}{0,932 \times 33 \times 348} = 3,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

I-5-5-Vérifications à l'E L U :

a) Exigence du RPA99 : (Art 7.5.2/RPA99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total des aciers longitudinaux : $A_s = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 8,01 \text{ cm}^2$

0,5% de la section : $0,005 \times b \times h = 3,5 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_s = 8,01 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.20.33.2,1}{400} = 0,8$$

$$A_{st} = 4,62\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.20.33.2,1}{400} = 0,8$$

$$A_{sa} = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5.1,1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 45,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{45,92.10^3}{200.330} = 0,69 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables:

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

$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).}$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(Art A.6.1.3/BAEL91)Pour qu'il n'y est pas entraînement des barres, alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u}$$

$$\sum u_i = 3,14 \times 3 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers HA) τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$$\tau_{se} = \frac{45,92 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,88} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$

e) Longueur de scellement droit :(Art A.6.1,22/BAEL91) $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$\text{En travée : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,4,400}{4,2,835} = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,2,400}{4,2,835} = 42,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le **BAEL91** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet,

Dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s$.
 Sur appuis : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 18 \text{ cm}$

f) Influence de l'effort tranchant :

▪ Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant V_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition : $A_{s \text{ adopté}} > A_{s \text{ tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e}$

$$A_{s \text{ tan crer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_e} = \frac{45,92 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tan crer}} = 1,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

▪ Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2V_u}{b_0 0,9d} = \frac{2 \times 45,92 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 330} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{2V_u}{b_0 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

g) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{20}{10}; 1,4\right) = 1 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend du } \Phi 8$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de $\Phi 8$
 $\Rightarrow A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

h) Espacement max des armatures transversales :(Art. A .5.1, 22/ BAEL 91)

$$S_t^{\max} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t^{\max} \leq \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

Calcul de l'écartement initial :(on appliquant la méthode forfaitaire de Caquot) :

Cette méthode n'est applicable qu'aux poutres de section constante et soumise à des charges uniformément réparties.

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

K=1 dans le cas général.

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \Rightarrow S_t = \frac{0,8 \cdot 2,01 \cdot 235}{(0,48 - 0,3 \cdot 1 \cdot 21) \cdot 20} < 0$$

$\Rightarrow$ Le béton seul reprend l'effort de cisaillement, alors on doit déterminer un espacement minimal tiré des exigences du RPA99 VERSION 2003 (Art 7.5.2.2).

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min(29,7 ; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min(29,7 ; 17,5) = 17,5 \text{ cm}$$

Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 7.5.2.2/RPA99)

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 17,5 \times 20 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,05 \text{ cm}^2$$

i) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 5.1,22/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 20 \times 17,5}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2$$

I -5-6-Vérification a l'ELS :

a) Combinaisons de charges :

$$q_s = G + 2T_U/L$$

$$q_s = (1,75 + 3,51) + 2(22,91)/4,00 = 16,72 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{16,72 \times (4,00)^2}{8} = 33,43 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 33,43 = 28,42 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 33,43 = -10,03 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_y = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{16,72 \times 4,00}{2} = 33,43 \text{ KN}$$

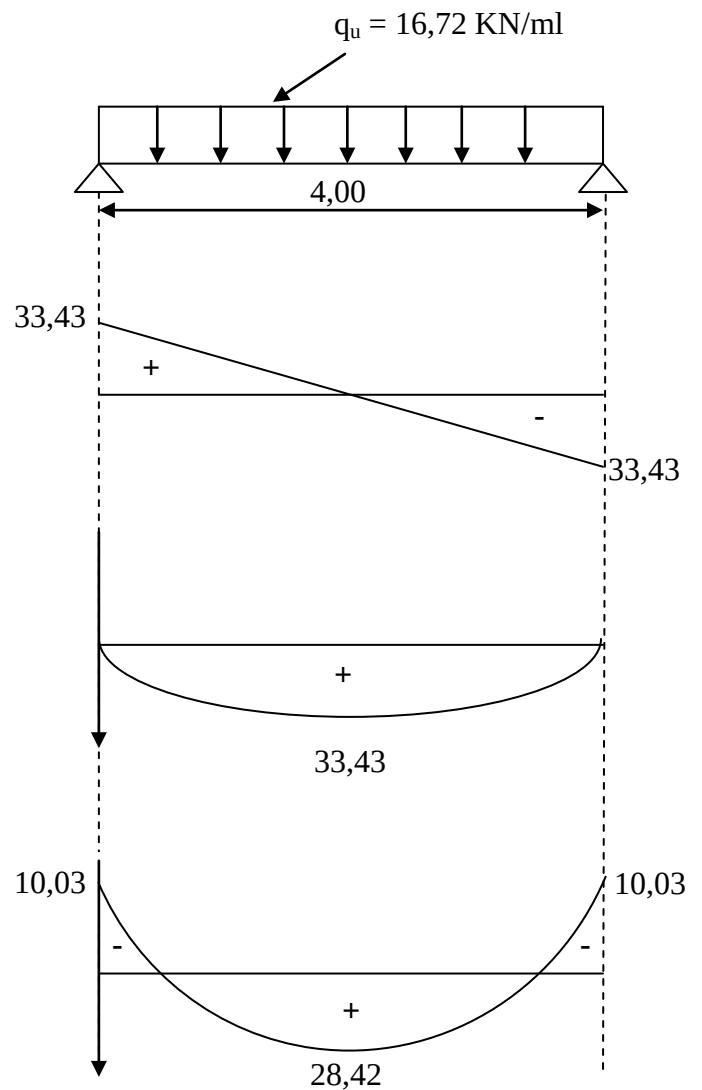


Figure III-7-2 : diagramme des efforts internes

c) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

En travée :

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 33} = 0,70$$

$$\rho_1 = 0,70 \Rightarrow k_1 = 25,98 \Rightarrow \beta_1 = 0,878$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{28,42 \times 10^6}{0,878 \times 330 \times 462} = 212,31 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 212,31 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{212,31}{25,98} = 8,17 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,17 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Sur appuis :

Contrainte dans l'acier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 33} = 0,514$$

$$\rho_1 = 0,514 \Rightarrow k_1 = 31,30 \Rightarrow \beta_1 = 0,892$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,03 \times 10^6}{0,892 \times 330 \times 339} = 100,51 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 100,51 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

Contrainte dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = k_1 \cdot \sigma_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{100,51}{31,30} = 3,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e) Etat limite de déformation : (Art.B.6.8,424/BAEL91)

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad , \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,088 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{20 \times 33} = 0,007 \\ \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{28,42}{15 \times 33,43} = 0,057 \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,088 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suite :

Pour les armatures longitudinales :

Le lit supérieur 3HA12

Le lit inférieur 4HA14

Pour les armatures transversales :

Un cadre et un étrier en HA8.

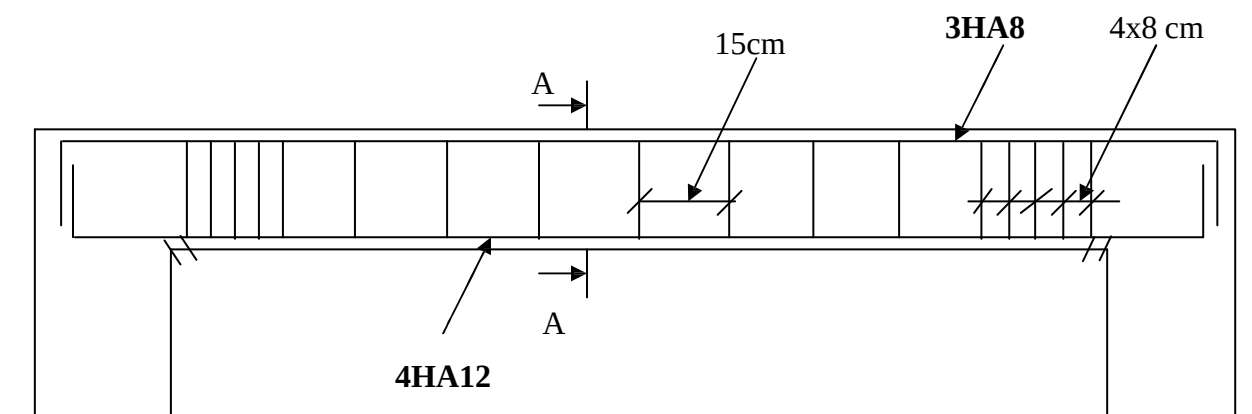
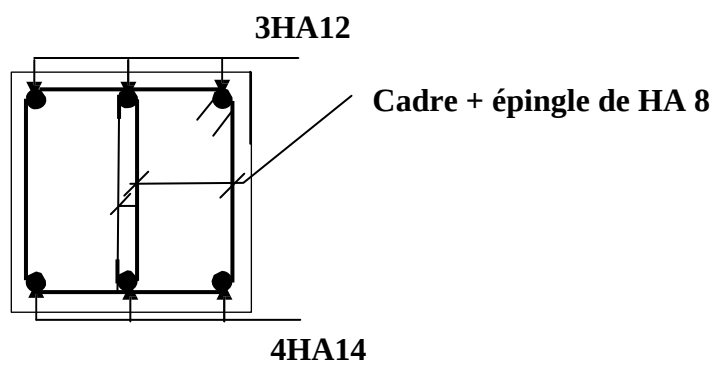


Figure I -7-3 Ferrailage de la poutre de palière



Coupe A-A

I -6-Calcul de la salle machine :**I -6-1-Définition :**

L'ascenseur est appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

Le treuil de levage et sa poulie.

La cabine ou la benne.

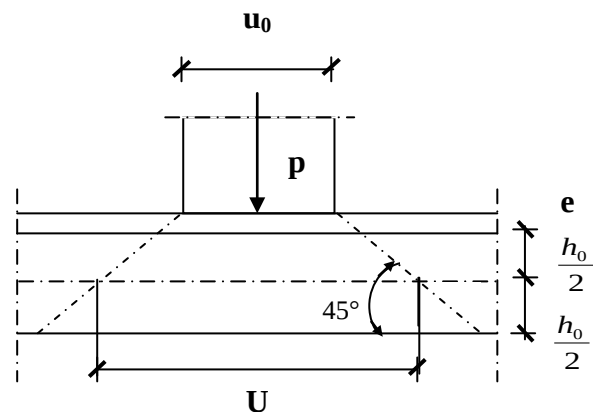
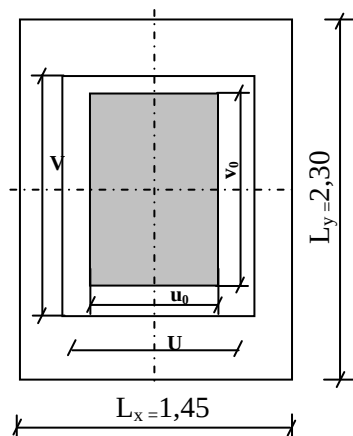
Le contre poids.

La tour comprend une cage d'ascenseurs, la surface de la cabine est de $(2,30 \times 1,45) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

I -6-2-Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle repose librement sur les pourtours est soumise à une charge localisée s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

**I -6-3- Dimensionnement :**

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{2,30} = 0,63 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow e_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{145}{30} \Rightarrow e_p \geq 4,80 \text{ cm}$$

Alors on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$U = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$V = v_0 + k \cdot e + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

e : épaisseur du revêtement (5 cm).

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

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

I -6-4- Moment du au poids propre de la dalle :

Les moments au centre du panneau sont donnée par :

$$\text{Sens de la petite portée } l_x: M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{Sens de la grande portée } l_y: M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{ELU: } \nu = 0$$

$$\rho = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0772 \\ \mu_y = 0,343 \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle: } G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation: } Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/m}$$

I -6-5-Calcul des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELU :

$$M_{x1}^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 ; M_{y1}^u = \mu_y \times M_{x1}^u$$

$$M_{x1}^u = 0,0772 \times 8,05 \times (1,45)^2 = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^u = 1,31 \times 0,343 = 0,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } \nu = 0,2$$

$$\rho = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0825 \\ \mu_y = 0,508 \end{cases}$$

$$q_u = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle a l'ELS :

$$M_{x1}^s = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 ; M_{y1}^s = \mu_y \times M_{x1}^s$$

$$M_{x1}^s = 0,0825 \times 5,85 \times (1,45)^2 = 1,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 1,02 \times 0,508 = 0,52 \text{ KN.m}$$

▪ Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p \cdot (M_2 + \nu M_1)$$

Avec

ν : Coefficient de POISSON

M_1 et M_2 : Coefficient déterminé à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) et ρ des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = 0,63$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,45} = 0,72 ; \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,30} = 0,46$$

$$\text{D'où (après interpolation) : } M_1 = 0,094 ; M_2 = 0,044$$

$$\text{ELU: } \nu = 0$$

$$P_u = 1,35 \cdot P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{x2}^u = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,094 = 11,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^u = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,044 = 5,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } \nu = 0,2$$

$$P_u = P = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x2}^s = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \cdot (0,094 + 0,2 \times 0,044) = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \cdot (0,044 + 0,2 \times 0,094) = 5,65 \text{ KN.m}$$

▪ **Superposition des moments:**

ELU:

$$M_x = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 1,31 + 11,42 = 12,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 0,45 + 5,35 = 5,80 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_x = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 1,02 + 9,25 = 9,626 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 0,52 + 5,65 = 8,252 \text{ KN.m}$$

PS:

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

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,73 = 10,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,80 = 4,93 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,73 = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 5,80 = 1,74 \text{ KN.m}$$

I -6-6-Ferraillage :

Il se fera à l' ELU pour une bande de (1m) de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3,82	0,016	0,992	0,85	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,74	0,007	0,996	0,39	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	10,82	0,045	0,976	2,45	3,14	4HA10	25
	Y-Y	4,93	0,021	0,989	1,10	2,01	4HA8	25

PS : Le panneau de dalle est soumis a une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolonger au delà des appuis.

I -6-7-Vérifications à L' ELU :

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

▪ **Armatures inférieures (sens x) :**

$$W_x \geq W_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2}$$

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h}$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} = 0,0008 \cdot \frac{(3-0,63)}{2} = 0,000948$$

$$A_x \geq 0,000948 \cdot (100 \cdot 15) = 1,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,42 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures supérieures (sens y) :**

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 = 0,000948$$

$$A_y \geq 0,000948 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres : (Art A-7.21 BAEL91)

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c)- Espacements des armatures :

On a une fissuration non préjudiciable et une charge concentrée.

Armatures inférieures (sens x) :

$$S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq \min\{30; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures supérieures (sens-y) :

$$S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq \min\{45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au poinçonnement :

On admet aucune armature transversal n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement est vérifiée :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 4,2 \text{ m}$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < \bar{Q}_u = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée (pas besoin des armatures transversal).}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u :

$$V_u = \frac{P}{3 \cdot V} =$$

$$V_u = \frac{121,5}{3 \times 0,8} = 50,625 \text{ KN}$$

Au milieu de v :

$$V_u = \frac{P}{2.U + V} =$$

$$V_u = \frac{121,5}{(2 \times 0,8 + 0,8)} = 50,625 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{50,625 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,389 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,389 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

I -6-8-Vérification a l'ELS :

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,25 = 7,86 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5,65 = 4,80 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,25 = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 5,65 = 1,70 \text{ KN.m}$$

a) Ferrailage :

Il se fera à l' ELS pour une bande de (1m) de largeur en flexion simple.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	M_s (KN.m)	μ_1	β_1	A (cm ²)
Sur appuis	X-X	2,78	0,00116	0,844	0,73
	Y-Y	1,70	0,00708	0,871	0,43
En travée	X-X	7,86	0,0033	0,781	2,22
	Y-Y	4,80	0,002	0,811	1,31

$\Rightarrow$ Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

b) Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle appuyée sur les 4 coté, on peut se dispenser du calcul de flèche si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x} \\ \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{145} = 0,103 \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{7,86}{20 \times 9,25} = 0,042$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0025 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$\Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

▪ **Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferrailer comme suite :

Sens XX :

Pour le lit inférieur : 4HA10/ml avec un espacement de 25cm.

Pour le lit supérieur : 4HA8/ml avec un espacement de 25cm.

Sens YY :

Pour le lit inférieur : 4HA8/ml avec un espacement de 25cm.

Pour le lit supérieur : 4HA8/ml avec un espacement de 25cm.

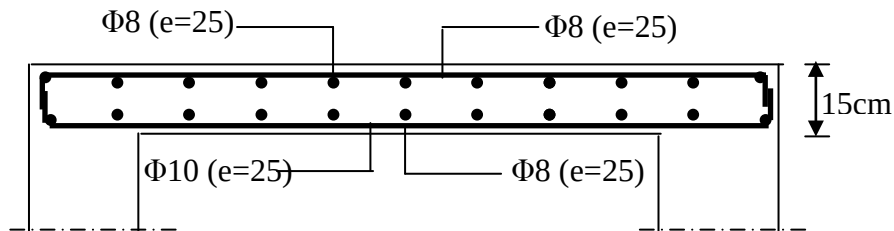


Figure III-6-1 : Coupe transversale de la dalle de la salle machine

Bibliographie

Règlements :

RPA99 v2003,
DTR B.C. 2.2,
BAEL 91,

Ouvrage :

Construire
parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod

Cours et TD des années de spécialité.
Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.