

REPUBLIQUE ALGRIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.

Option : constructions civils et industriels.

THEME

***Etude d'un bâtiment RDC+8+S/S à usage
d'habitation contreventée par voile avec
l'application d'ETABS.***

Dirigé par Mr MEGHLAT E.M

Réalisé par : Melle HAMADI Nadia

Melle AÏT MEZIANE Sabrina

Mr HAMOUR Ramdane

Année 2012-2013



Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr MEGHLAT de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

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

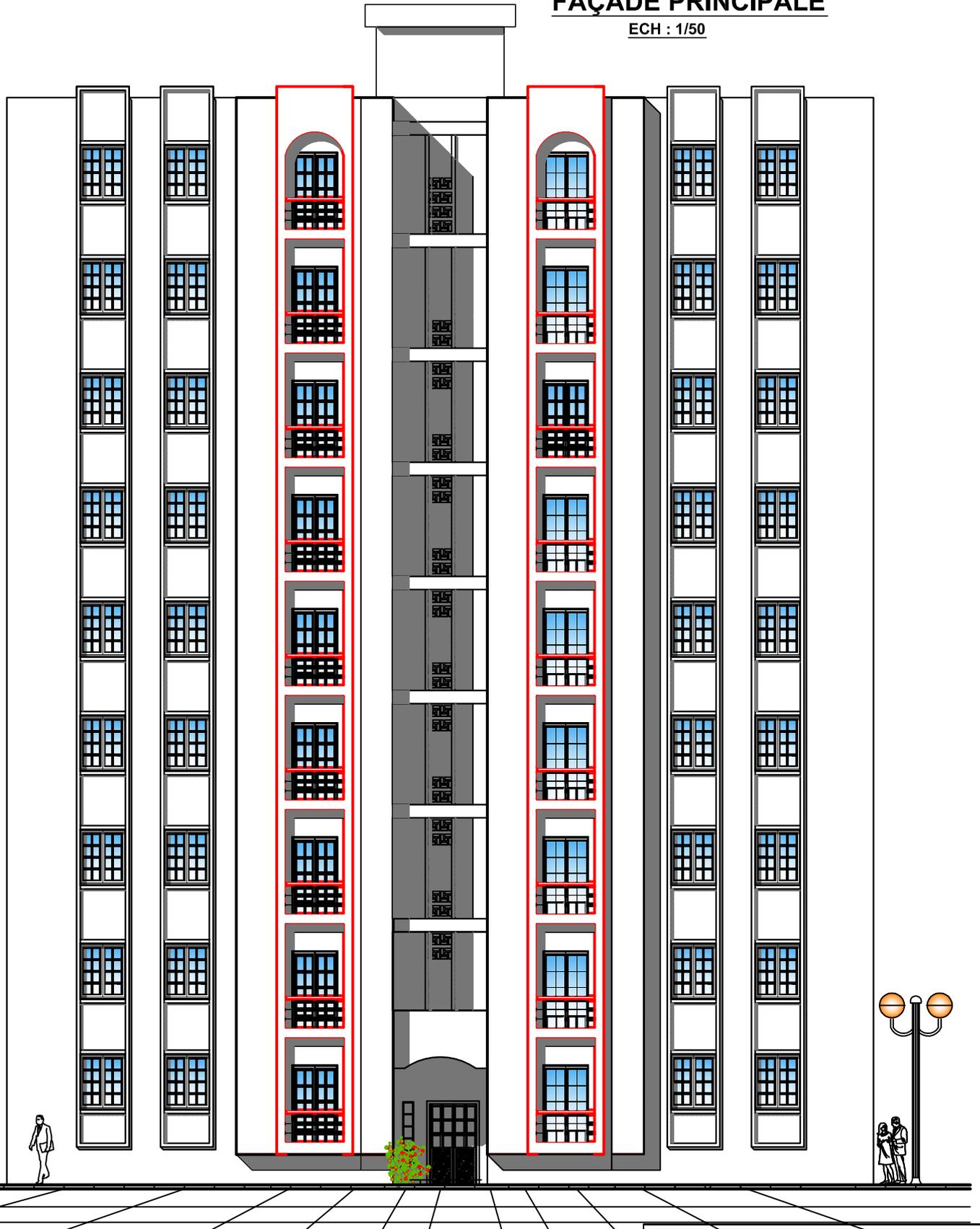
Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



FAÇADE PRINCIPALE

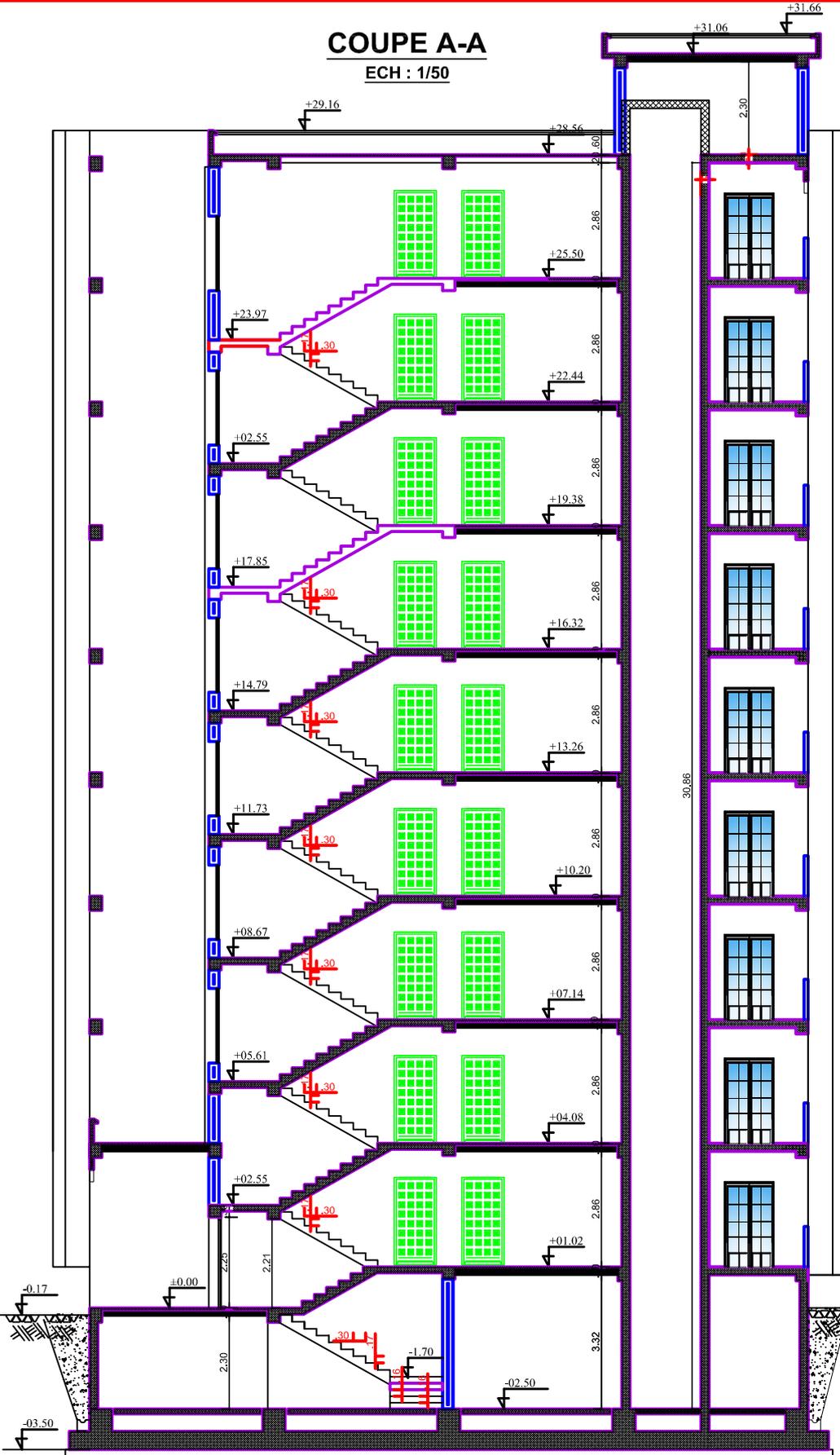
ECH : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"			
PROJET	REALISATION DE..... LOGEMENTS + COMMERCES A THENIA		
TITRE	FAÇADE PRINCIPALE	ECHELLE	1/50
LIEU DIT		DATE	07/2010
COMMUNE	THENIA	DOSSIER	Architecture
DAIRA	THENIA	PLAN N°	08
WILAYA	BOUMERDES	ARCTEC Rue BENALIA REZKI Tadmait 12402000 026 27 03 38 / 0770 36 83 96	
MAITRE DE L'OUVRAGE :			

COUPE A-A

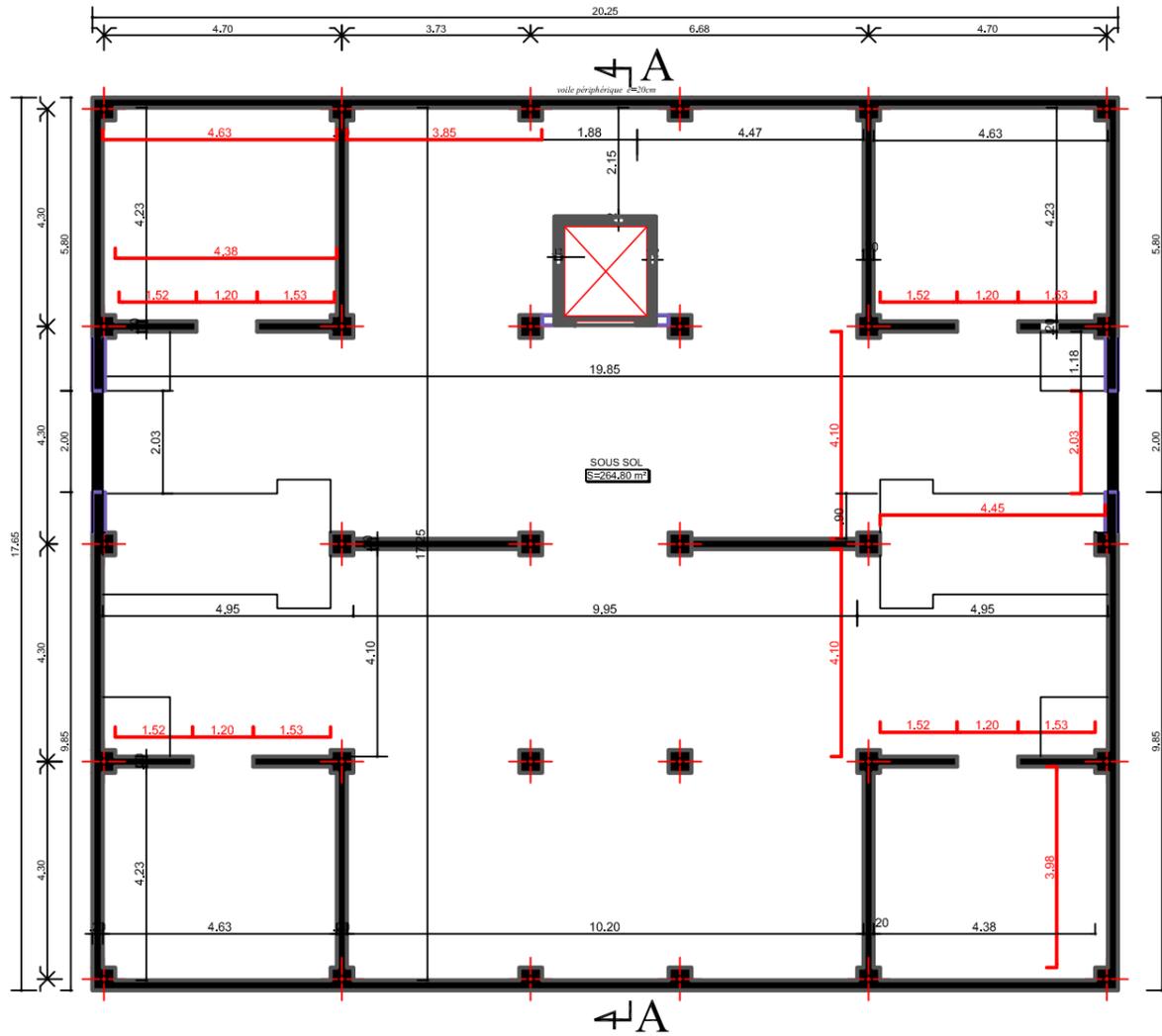
ECH : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"			
PROJET	REALISATION DELOGEMENTS + COMMERCES A THENIA	ECHELLE	1/50
TITRE	COUPE A-A	DATE	07/2010
LIEU DIT		DOSSIER	Architecture
COMMUNE	THENIA	PLAN N°	07
DAIRA	THENIA		
WILAYA	BOUMERDES		
MAITRE DE L'OUVRAGE :		ARCTEC	
		Rue BENALIA REZKI Tadmait Tizi-Ouzou 026 27 03 38 / 0770 38 83 96	

PLAN DU SOUS SOL

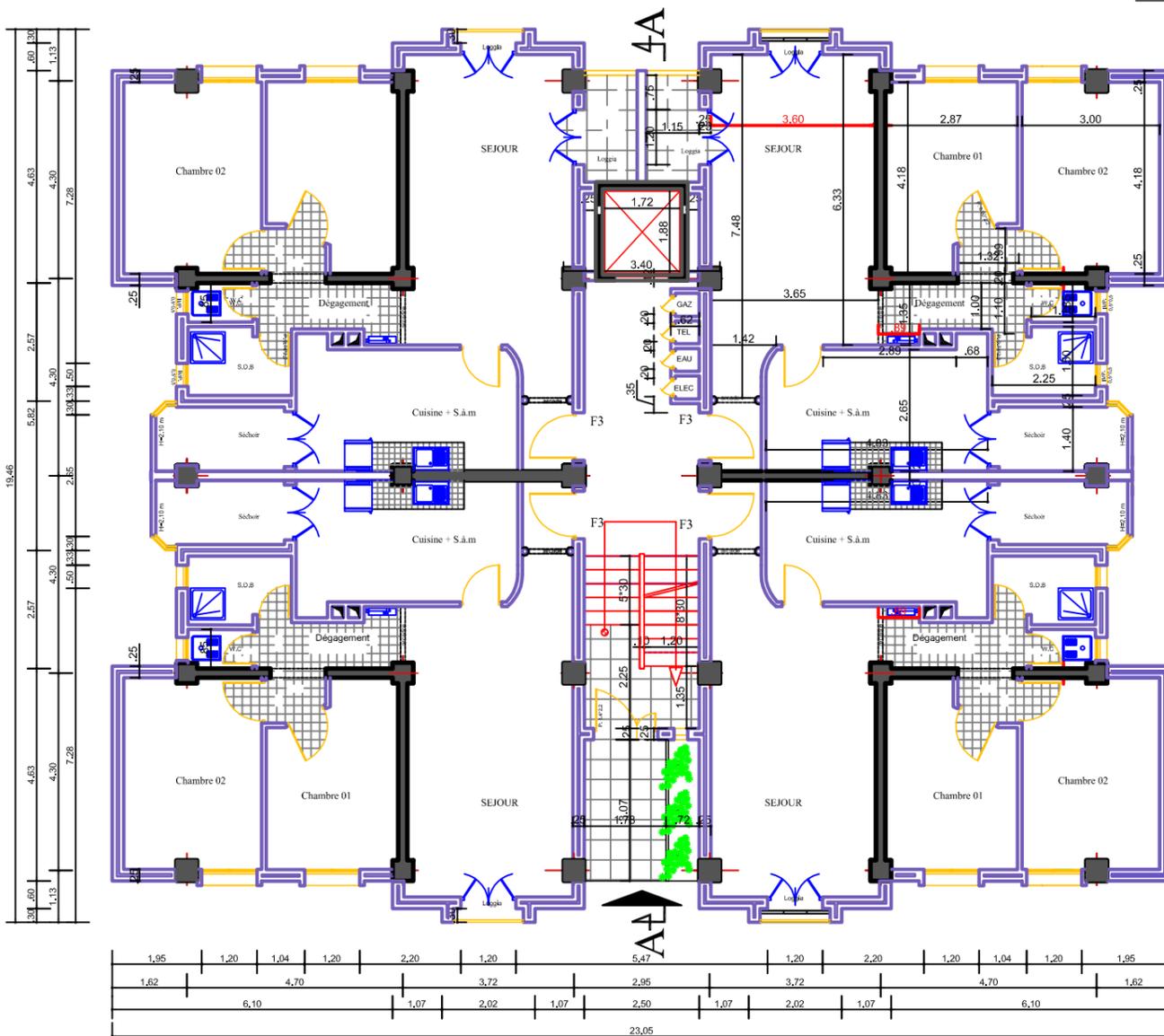
ECH : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS + COMMERCES A THENIA	ECHELLE	1/50
TITRE	PLAN DU SOUS SOL	DATE	07/2010
LIEU DIT		DOSSIER	Architecture
COMMUNE	THENIA	PLAN N°	03
DAIRA	THENIA		
WILAYA	BOUMERDES		
MAITRE DE L'OUVRAGE :		ARCTEC Rue BENALIA REZKI Tadmaït Tizi-Ouzou 026 27 03 38 / 0770 36 83 96	

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

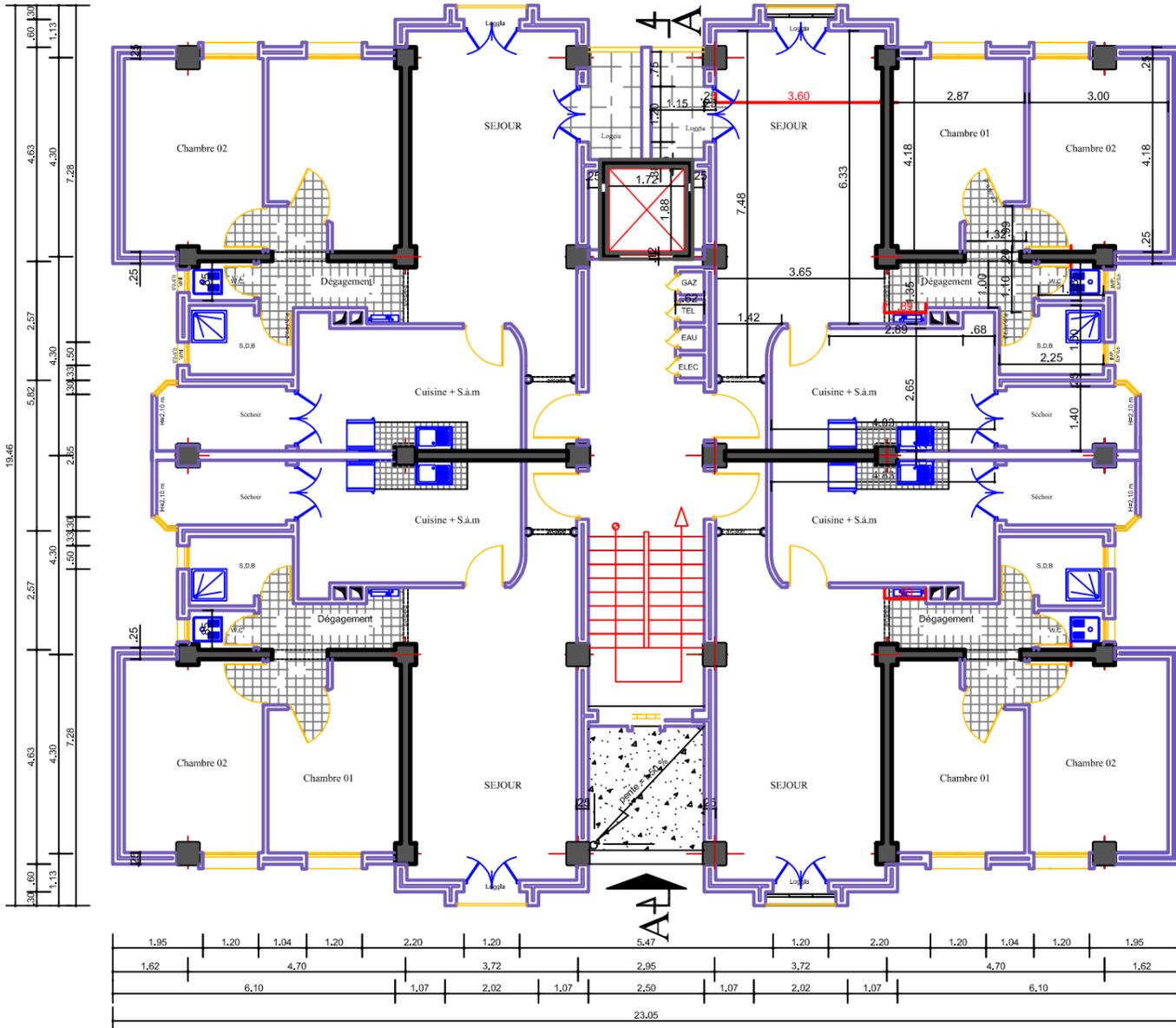
ECH : 1/50



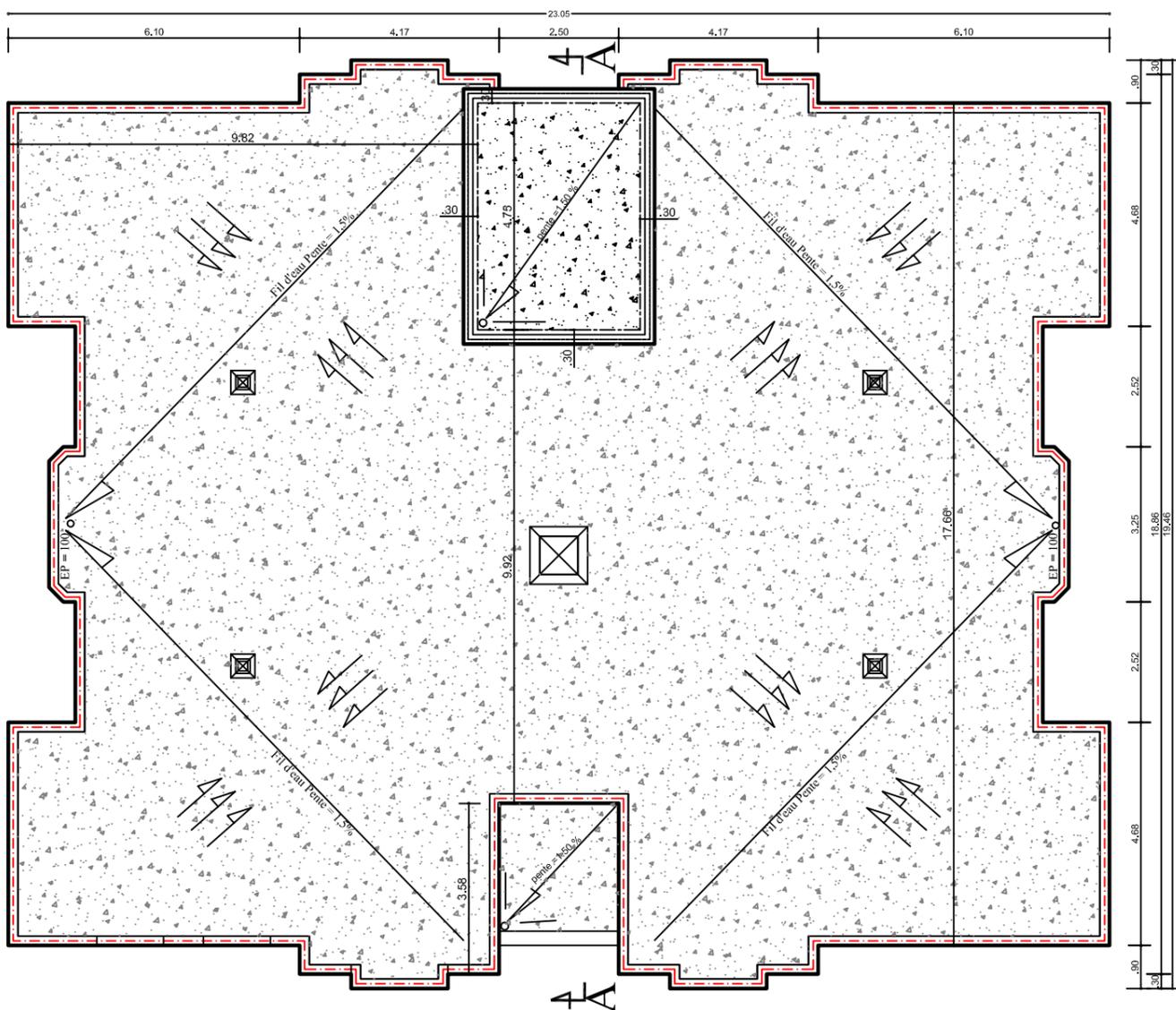
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS + COMMERCES A THENIA	ECHELLE	1/50
TITRE	PLAN DU REZ DE CHAUSSEE	DATE	07/2010
LIEU DIT		DOSSIER	Architecture
COMMUNE	THENIA	PLAN N°	04
DAIRA	THENIA		
WILAYA	BOUMERDES		
MAITRE DE L'OUVRAGE :		ARCTEC Rue BENALIA REZKI Tadmaït Tizi-Ouzou 026 27 03 38 / 0770 36 83 96	

PLAN ETAGE COURANT

ECH : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS + COMMERCES A THENIA		
TITRE	PLAN ETAGE COURANT	ECHELLE	1/50
LIEU DIT		DATE	07/2010
COMMUNE	THENIA	DOSSIER	Architecture
DAIRA	THENIA	PLAN N°	05
WILAYA	BOUMERDES	ARCTEC Rue BENALIA REZKI Tadmait Tiz-Ouzou 026 27 03 38 / 0770 36 83 96	
MAITRE DE L'OUVRAGE :			



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE ARCHITECTURE ET TECHNIQUE DE CONSTRUCTION "ARCTEC"			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS + COMMERCES A THENIA		
TITRE	PLAN DE TOITURE	ECHELLE	1/50
LIEU DIT		DATE	07/2010
COMMUNE	THENIA	DOSSIER	Architecture
DAIRA	THENIA	PLAN N°	06
WILAYA	BOUMERDES	ARCTEC Rue BENALIA REZKI Tadmait Tiz-Ouzou 026 27 03 38 / 0770 36 83 96	
MAITRE DE L'OUVRAGE :			

Sommaire

Introduction générale

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</i>	<i>01</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>14</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments.....</i>	<i>30</i>
<i>Chapitre IV : Modalisation de la structure.....</i>	<i>100</i>
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments.....</i>	<i>125</i>
<i>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>174</i>
<i>Chapitre VII : Etude du voile périphérique de soutènement.....</i>	<i>198</i>
<i>Chapitre VIII : Plans d'exécutions.....</i>	<i>204</i>

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations 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 au 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 différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent 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.

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'une tour (R+8+SS) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, 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.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux 7 vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions. Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Introduction :

On regroupera sous le terme « **Bâtiment** » les immeubles à usages d'habitation ou de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courantes.

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.1 : Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, **(R+8+sous sol)**, et calcul de ces éléments résistants à ossature mixte, voiles et portiques, de caractéristiques :

- **Zone sismique III** : Implanté à **BOUMERDES** selon le **RPA99** version **2003** comme étant une zone de grande sismicité. **(ANNEXE 1 de RPA)**
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**. « Ouvrages d'importance moyenne » **(Article 3.2 de RPA)**.
- Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols: On opte un **site meuble «S3»** et d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.75 \text{ bars}$ **(Article 3.3.1 de RPA)**.

I.2 : Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **B.A.E.L.91 /modifiées.99** ».
- Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

I.3 : Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

❖ **En plan :**

- Longueur totale du bâtiment **L=20.25m.**
- Largeur totale du bâtiment **l =17.65m.**

❖ En élévation:

- Hauteur totale du bâtiment **$H_T = 31.66m.$**
- La hauteur du sous sol **$H_{S/S} = 3.52m.$**
- La hauteur de l'étage courant **$H_{RDC/EC} = 3.06m.$**

I.4 : Les éléments de l'ouvrage :**I.4.1 : Ossature :**

Selon la définition de **RPA** : Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

a) - Portiques : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

b) - Voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

- **Voiles périphériques :** Disposés à la périphérie du bâtiment au sous sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous sol.
- **Voiles de contreventements :** Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

I.4.2 : Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.
 - On distingue deux types de planchers:
 - a) **Planchers en corps creux** : Les plancher a corps creux sont constituées de :
 - **Nervure appelées poutrelles** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm à 65cm**.
 - **Un remplissage en corps creux** : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
 - **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armée d'un cadriage d'armatures ayant comme but :
 - Limiter le risque de fissuration par retrait.
 - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant eau cloisons.

b) - Dalle pleine en béton armé : Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- Les planchers de rez de chaussée, sous sol et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

I.4.3 : Maçonnerie : Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs** : Ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

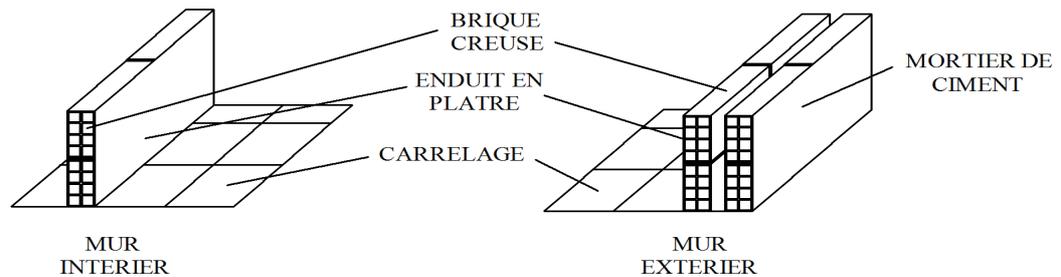


Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.4.5 : Escaliers : Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

I.4.6 : Les consoles : Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

- Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

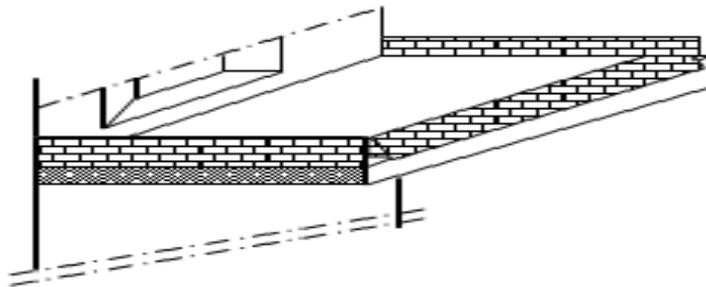


Figure I.2 : Vue d'une console.

I.4.7 : Cage d'ascenseur : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I.4.8 : Revêtements : Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

I.4.9 : L'acrotère : La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de **0.60m** de hauteur et de **10cm** d'épaisseur.

I.4.10 : Terrasse inaccessible : Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de **1.5%** pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.4.11 : Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.12 : Système de coffrage : Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres – poteaux).

I.5 : Les états limitent:

a) États limites ultime (ELU) :

Qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique
- soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage.
- états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures
- soit à la stabilité de forme.

b) États limite de service (ELS) :

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

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

I.6 : Matériaux :

Dans notre ouvrage nous irons utiliser deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (**B.A.E.L.91/modifié.99**).

I.6.1 : Le béton :

❖ Définition :

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

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

- La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.
- **Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

❖ La résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, **fc₂₈** .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. (**A.2.1, 11 / BAEL91 modifié99**) :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique **fc₂₈** est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (**A.2.1.13 / BAEL91 modifié99**) :

- Pour le choix de la valeur de **fc₂₈** on peut considérer que :
- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.
- Dans notre cas on a fixé **fc₂₈ = 25 MPa**.

(A.2.1, 11 /BAEL91 modifié99) : La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Pour $j \leq 28$ jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (**j**) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à **28 jours**.

❖ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (**j**) jours, notée **ftj**, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \longrightarrow \quad \text{(A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99)}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Note : **ftj** et **fcj** sont exprimés en **MPa** ou bien **N/mm²**

❖ Contrainte à la compression :

- a) **ELU (Etat Limite Ultime)** : Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \longrightarrow \quad \text{(Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99)}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 & \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 & \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 & \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À **j = 28 jours** en situation courante, $\theta = 1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

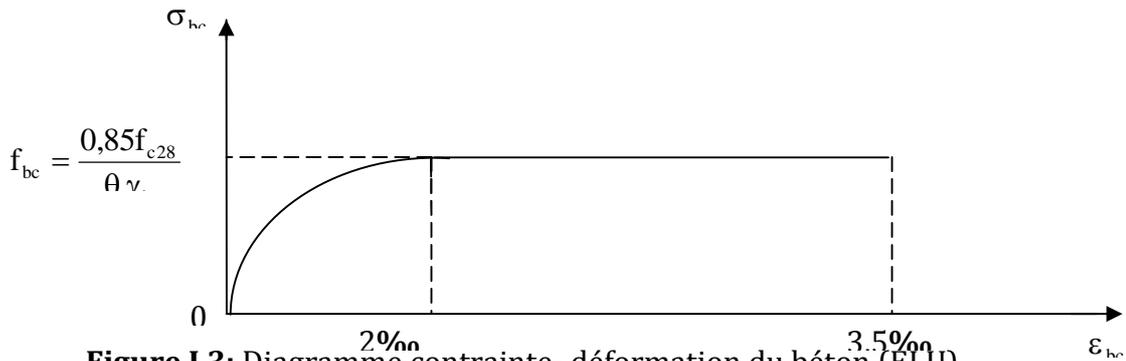


Figure I.3: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à **2‰** (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f}{\theta \gamma_b} = f_{bc} .$

b) ELS (Etat Limite de Service) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec:} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

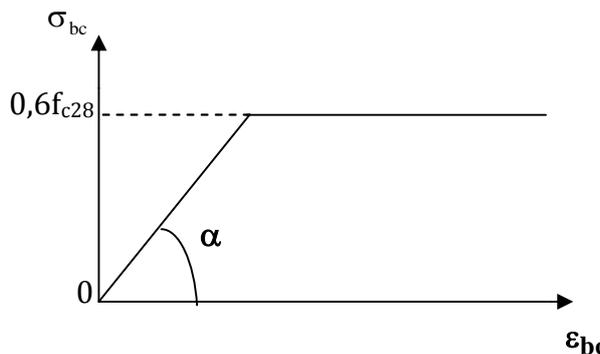


Figure I.4 : Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS).

c) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$\bar{\tau} = \min (0,13f_{cj} ; 5\text{MPa})$: cas où la fissuration est peu préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min (0,10f_{cj} ; 4\text{MPa})$: cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21BAEL91 modifié99).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures.

Différée : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22BAEL91 modifié99).

Pour les charges de longue durée d'application.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

$$\text{à } j = 28 \text{ jours} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 321642 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 1081886 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Module de déformation transversale :**

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{Art .A.2.1.3/BAEL91 modifié99})$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de Poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

❖ **Coefficient de poisson:**

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1, 3 / BAEL91 modifié 99)

 $\nu = 0,20$ pour le calcul des déformations. (ELS)

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

I.6.2 : Les aciers :**❖ Définition :**

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

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence(H.A).

❖ Les aciers utilisés :

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

- On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

❖ Module d'élasticité longitudinale :

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (Mpa)} \quad \longrightarrow \quad \text{(A.2.2 ,1/BAEL91modifié99)}$$

❖ Contraintes limites :**a) Etat limite Ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \longrightarrow \quad \text{(Art A.2.1.2, BAEL91modifié99)}$$

Avec:

σ_s : La contrainte d'acier a l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

(A.4.3 ,2/BAEL91modifié99)

Note : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction son symétriques par rapport à l'origine « 0 ». (A.2.2, 2/BAEL91modifié99).

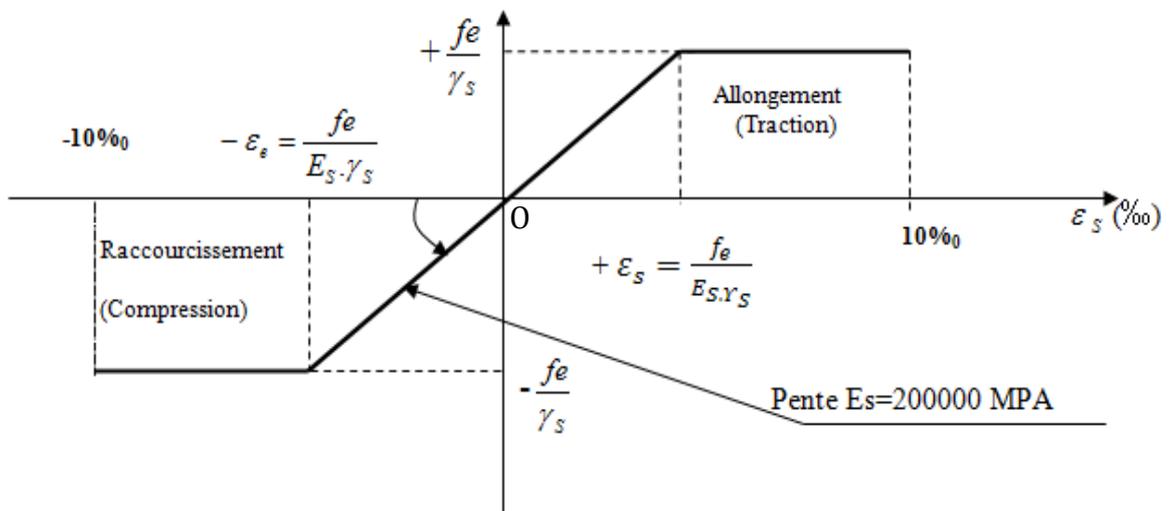


Figure I.5 : Diagramme contraintes - déformation.

Les résultants de σ_s sont résumés dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 235 MPa	$\sigma_s = 204$ MPa	$\sigma_s = 235$ MPa
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452$ MPa	$\sigma_s = 520$ MPa

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

b) Etat limite de service (ELS): Etat limite d'ouverture des fissures :

1) Fissurations peu préjudiciables : (A.4.5,32/BAEL91 modifié99)

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable** lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

2) Fissurations préjudiciables : (A.4.5,33/BAEL91 modifié99)

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante : $\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$ (MPa)

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les H.A dont $\phi \geq 6\text{mm}$

1,3 pour les H.A dont $\phi < 6\text{mm}$

3) fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91 modifié99)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes : $\bar{\sigma} = \min \{ 0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$ (MPa)

❖ **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (Art 5.1, 1/BAEL 91 modifié 99)

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b_0 : largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

▪ **Cas d'une fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min(0,1 f_{c28}, 3 [\text{M P a}])$$

▪ **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ M P a}).$$

❖ **Protection des armatures :** (Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

- **C ≥ 1cm :** si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- **C ≥ 3 cm :** si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **C ≥ 5 cm :** si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

Conclusion:

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 » et les bases de «BAEL 91/modifié 99», « CBA 93 » ainsi que le «DTR-B. C.2.2 » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1 : Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.A : Les planchers :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé 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.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte a supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur est donné par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99**)

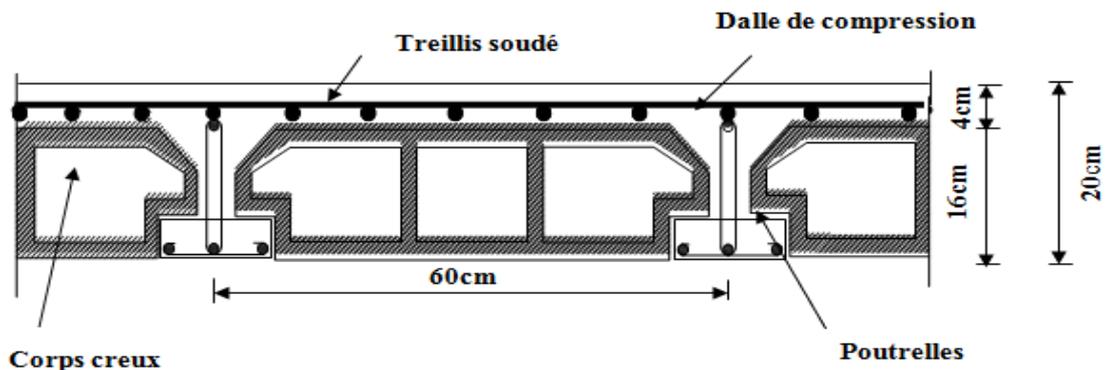


Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond a celle d'un poteau en zone III.

Dans notre cas : $L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$

Ce qui nous donne : $h_{\text{tp}} = 400 / 22.5 = 17.77 \text{ cm}$.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm**.
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm**.

II.1.B : Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91 modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur « b » : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec : L_{\max} : Distance maximale de la travée considérer.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ h / b \geq 4. \end{array} \right.$$

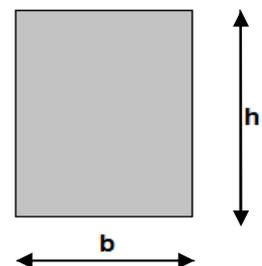


Figure II.2 : Dimensions de la poutre.

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

❖ **Poutres secondaire : (sens transversal):**

La hauteur : On a : $L_{\max} = 430 - 30 = 400$ cm.

$$400/15 \leq ht \leq 400/10 \quad \longrightarrow \quad 26.66 \text{ cm} \leq ht \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm.

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On prend : b = 30 cm.

❖ **Poutres principales : (sens longitudinale):**

La hauteur : On a : $L_{\max} = 470 - 30 = 440$ cm.

$$440/15 \leq ht \leq 440/10 \quad \longrightarrow \quad 29.33 \text{ cm} \leq ht \leq 44 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm.

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

On prend : b = 30 cm.

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
h ≥ 30 cm	35	35	Vérifiée
b ≥ 20 cm	30	30	Vérifiée
h/b ≤ 4	1.16	1.16	Vérifiée

Tableau II.1: Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ✓ Poutres principales : **(30 x 35) cm²**.
- ✓ Poutres secondaires : **(30 x 35) cm²**.

Note : Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

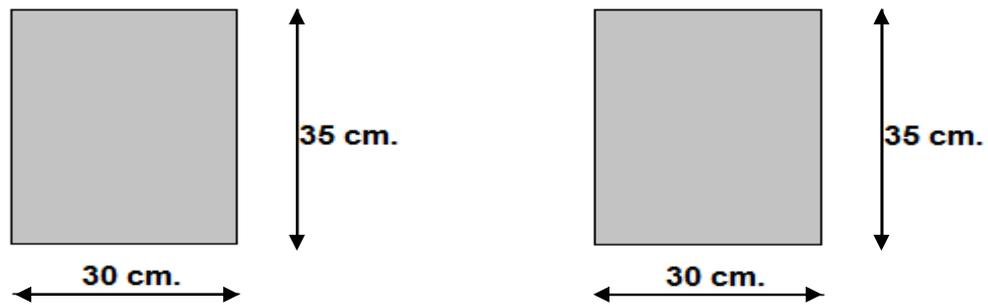


Figure II.3 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.

II.1.C : Les voiles :

III.3.1 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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

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

- ❖ **L'épaisseur du voile (e)** : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

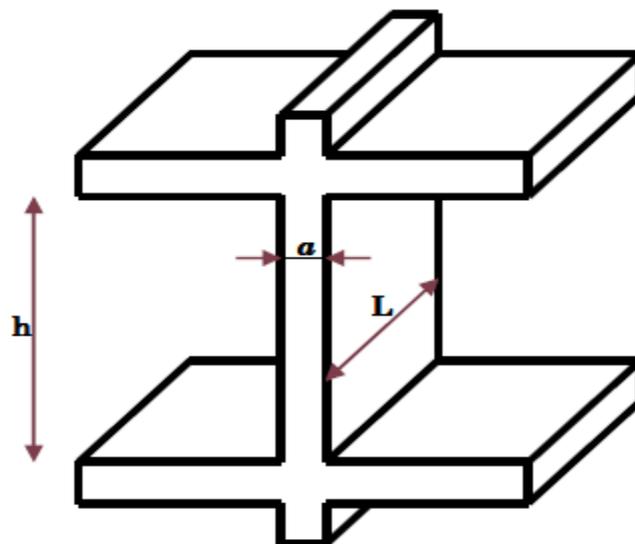


Figure II.4 : Coupe verticale du voile.

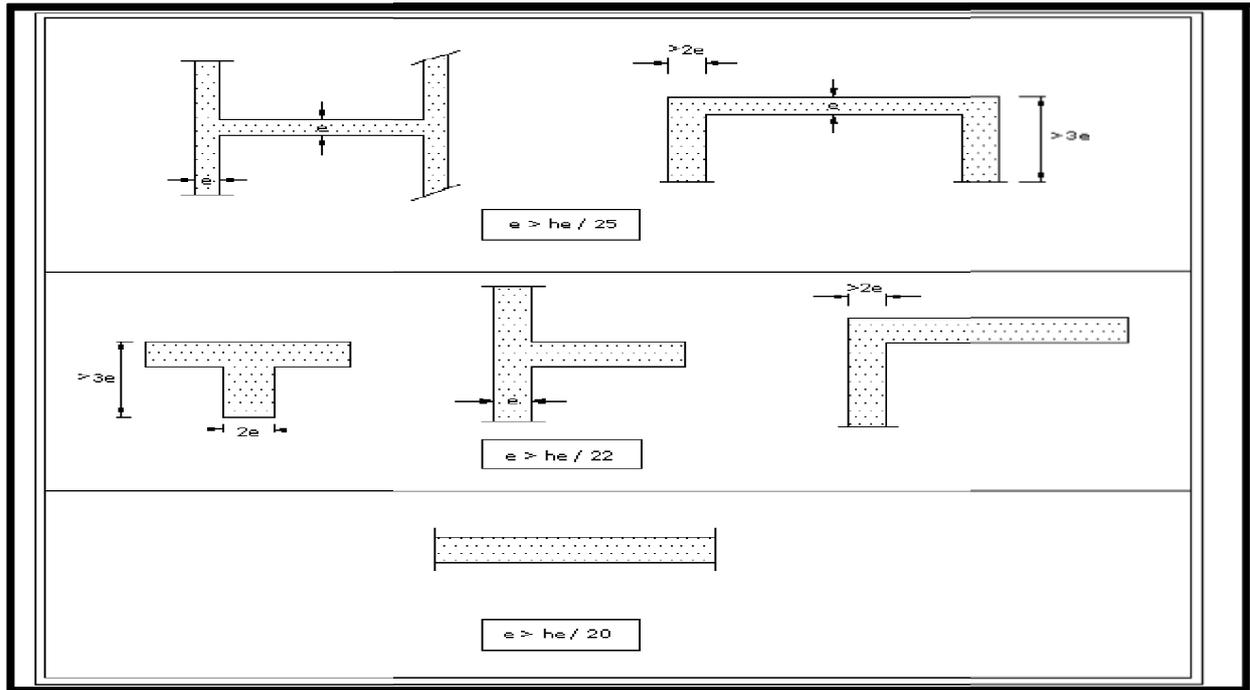


Figure : II.5 : Coupe de voile en plan.

$e \geq h_e / 20$ **Avec:** $h_e = h - e_p$ **et** e_p : Hauteur de plancher.

- Pour le sous-sol : $h_e = h - e_p = 352 - 20 = 332 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{332}{20} = 16.6 \text{ cm.}$$

- Pour l'étage courant: $h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm.}$$

❖ On prend: $e_p = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles.

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$L_{\min} = 1.53 \text{ m.}$ **Donc :** $L_{\min} = 1.53 \text{ m} \geq 4 \times 0.20 = 0.80 \text{ m}$ ➡ Condition vérifiée.

Avec : L_{\min} : La portée minimale d'un voile.

e : Epaisseur du voile.

II.1.D : Les poteaux :

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

La section du poteau est obtenue par les formules suivantes :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \quad \text{Ou bien par:} \quad S \geq \frac{N_s}{0.3 \times f_{c28}}$$

Ns : Effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : Section du poteau.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

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

fc28: Résistance du béton a 28 jours.

L'effort normal « **Ns** » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II.1.D.1 : Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

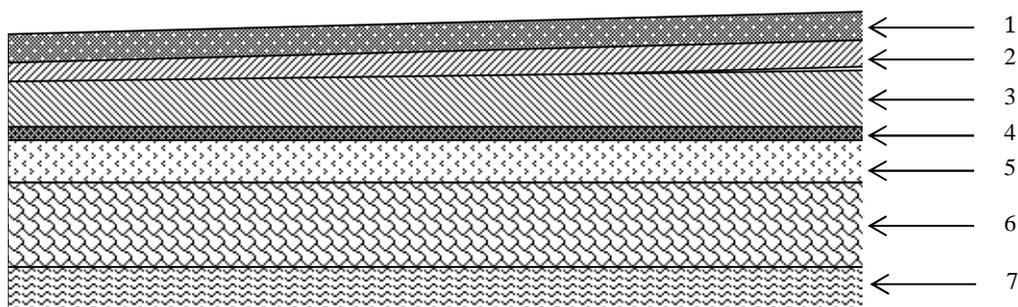


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique	La charge (KN/m ²)
----------	---------------	-----------------	--------------------------------

		(KN/m ³)	
1. Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4. Feuille de polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4) = 0.20	14	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale.			Gt = 5.46 KN/ m².

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.

b) Plancher étage courant :

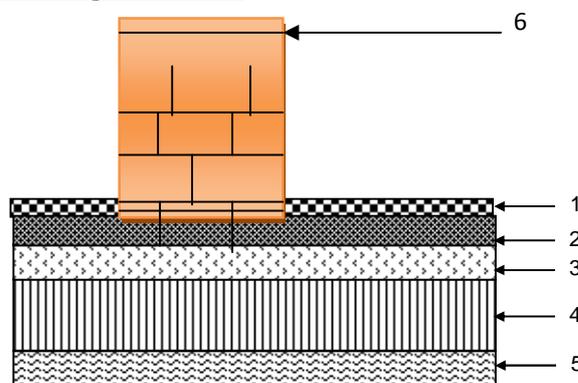


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle en corps creux	(16+4) = 0.16	/	2.80
5. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6. Cloison	0.10	9	0.90
Charge permanente totale.			5.50

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant.

c) Maçonnerie :

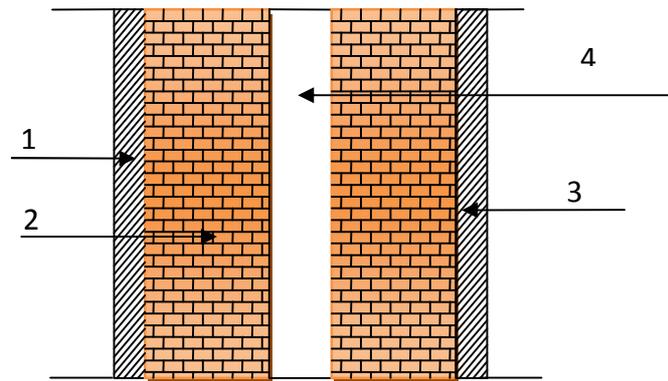
❖ Mur extérieur :

Figure II.4 : Coupe verticale du mur double cloison.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. mortier de ciment	0.02	18	0.36
2. Brique creuse	2x0.10 =0.2	9	1.8
3. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
4. lame d'aire	5	/	/
Charge permanente totale.			Gt = 2.36

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).

❖ Mur intérieur :

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
Enduit plâtre	0.02x0.02	10	0.4
Brique creuse	0.1	9	0.9
Charge permanente totale.			Gt = 1.3

Tableau II.5 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur).

d) Dalle pleine (console) :

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.03	22	0.66
3. Couche de sable	0.025	18	0.45
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Mortier de ciment	0.02	20	0.2
Charge permanente totale.			Gt = 5.55

Tableau II.6 : valeur de la charge de la dalle pleine (console).

e) La charge de l'acrotère:

- **Poids propre :** $G = \rho \times S \times 1m$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1ml$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

II.1.D.2 : Les surcharges d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Eléments	Surcharge (Q) [KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Console	3.50
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.

II.1.D.3 : Descente de charge :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'**ELS** en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité.

Selon le **(RPA 99(version 2003), A 7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

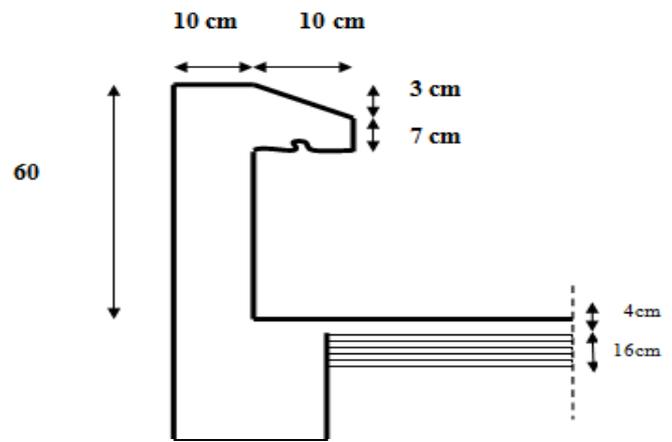


Figure II.5 : Coupe verticale de l'acrotère.

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ ➡ En zone I et II_a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ ➡ En zone III et II_b
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

❖ **Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est (D2).

a) : Surface d'influence :

Selon l'exigence de RPA qui minimise la section des poteaux a (30 x 30) cm.

On démarre avec cette section donnée par le règlement.

Note : On va s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre en considération la présence des voiles.

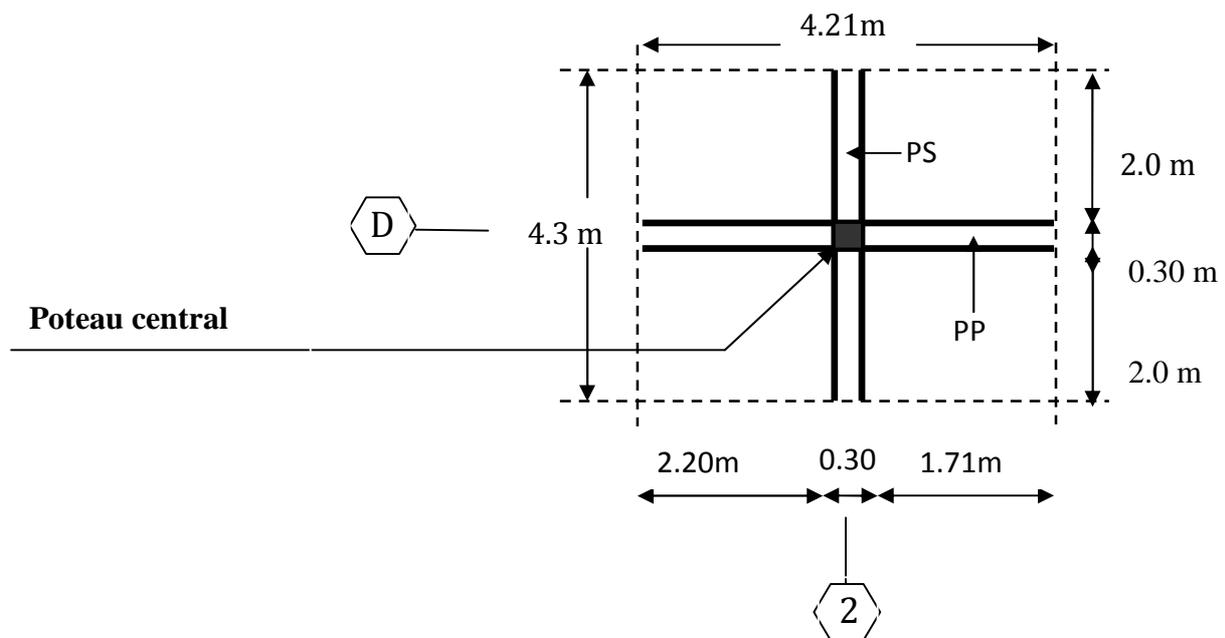


Figure II.6 : Surface d'influence du poteau « D2 »

Section nette : $S_n = (2.20 + 1.71) \times (2.00 + 2.00)$ ➡ $S_n = 15.64 \text{ m}^2$.

Section brute : $S_b = 4.21 \times 4.30$ ➡ $S_b = 18.10 \text{ m}^2$.

b) : Poids revenant à chaque élément :

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

- **Plancher terrasse :**

$$P = 5.46 \times 18.10 = 98.83 \text{ KN.}$$

- **Plancher d'étage courante :**

$$P = 5.50 \times 18.10 = 99.55 \text{ KN.}$$

- **Poutres principales :**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.21 = 11.05 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.3 = 11.29 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale : $P_{tot} = P_{p.p} + P_{p.s} = 11.05 + 11.29 = 22.34 \text{ KN.}$

- **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b_1, h_1) $\geq 30 \text{ cm}$** pour la **zone III**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **$b=h=30\text{cm}$** .

- ❖ **Poids de poteaux du RDC et étage courant :**

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN.}$$

- ❖ **Poids de poteau de S / Sol :**

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.52 \times 25 = 7.92 \text{ KN.}$$

c) Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse :** $Q_0 = 1.00 \times 18.10 = 18.10 \text{ KN.}$

- **Plancher étage courant, sous sol et rez de chaussée :**

$$Q_{S/s} = Q_{RDC} = Q_1 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 18.10 = 27.15 \text{ KN.}$$

II.1.D.4 : Dégression des surcharges d'exploitations :

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. 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 : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$; Pour : $n \geq 5$.

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

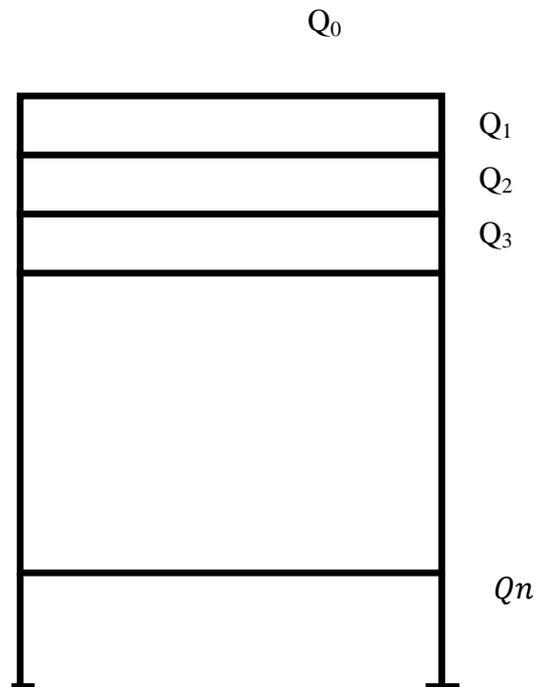
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$



Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67

Tableau II.8 : Coefficients de dégression des surcharges.

❖ **Les surcharges cumulées :****Niveau 08** : Q_0 **Niveau 07** : $Q_1 = Q_0 + Q_1$ **Niveau 06** : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ **Niveau 05** : $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ **Niveau 04** : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ **Niveau 03** : $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ **Niveau 02** : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ **Niveau 01** : $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ **Niveau RDC** : $Q_{RDC} = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ **Niveau S/sol** : $Q_{S/s} = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ ❖ **Application numérique :****Niveau 08** : $Q_0 = 18.10 \text{ KN.}$ **Niveau 07** : $Q_1 = 18.10 + 27.15 = 45.19 \text{ KN.}$ **Niveau 06** : $Q_2 = 18.10 + 0.95 (2 \times 27.15) = 69.68 \text{ KN.}$ **Niveau 05** : $Q_3 = 18.10 + 0.90 (3 \times 27.15) = 91.40 \text{ KN.}$ **Niveau 04** : $Q_4 = 18.10 + 0.85 (4 \times 27.15) = 110.41 \text{ KN.}$ **Niveau 03** : $Q_5 = 18.10 + 0.80 (5 \times 27.15) = 126.70 \text{ KN.}$ **Niveau 02** : $Q_6 = 18.10 + 0.75 (6 \times 27.15) = 140.27 \text{ KN.}$ **Niveau 01** : $Q_7 = 18.10 + 0.71 (7 \times 27.15) = 153.03 \text{ KN.}$ **Niveau RDC** : $Q_{RDC} = 18.10 + 0.69 (8 \times 27.15) = 167.96 \text{ KN.}$ **Niveau S/sol** : $Q_{S/s} = 18.10 + 0.67 (9 \times 27.15) = 181.81 \text{ KN.}$

Niveaux	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _{cum}	Effort normale N _s =G _c +Q _c (KN)	Section minimale (cm ²) N / $\bar{\sigma}_{bc}$	Section minimale (cm ²) N _s $\frac{0.3 \times f_c}{28}$	Section minimale limité par le RPA (Cm ²)	Section adoptée (Cm ²)
8	98.83	22.34	/	121.17	121.17	18.10	139.27	92.84	185.70	30 x 30	35 x 35
7	99.55	22.34	6.885	128.78	249.95	45.19	295.14	196.76	393.52	30 x 30	35 x 35
6	99.55	22.34	6.885	128.78	378.73	69.68	448.41	298.94	597.88	30 x 30	35 x 35
5	99.55	22.34	6.885	128.78	507.51	91.40	598.91	399.27	798.55	30 x 30	40 x 40
4	99.55	22.34	6.885	128.78	636.29	110.41	746.7	497.80	995.60	30 x 30	40 x 40
3	99.55	22.34	6.885	128.78	765.07	126.70	891.77	594.51	1189.03	30 x 30	40 x 40
2	99.55	22.34	6.885	128.78	893.85	140.27	1034.12	689.42	1378.83	30 x 30	45 x 45
1	99.55	22.34	6.885	128.78	1022.63	153.03	1175.66	783.78	1567.55	30 x 30	45 x 45
RDC	99.55	22.34	6.885	128.78	1151.41	167.96	1319.37	879.58	1759.16	30 x 30	45 x 45
S/sol	99.55	22.34	7.92	129.81	1281.22	181.81	1463.02	975.35	1950.69	30 x 30	45 x 45

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

Remarque : on a passé d'une section de (30 x 30) à une section de (45 x 45) pour deux raisons telles-que :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

❖ **Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois, et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **III** doivent satisfaire les conditions suivantes :

Condition exigées par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérifications
$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm.}$ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$ $1/4 < b/h < 4$	35 x 35	Min (b, h) = 35	OK
	40 x 40	$h_e/20=286/20=14.3$	OK
	45 x 45	b/h=1	OK
	Sous /sol 45 x 45	Min (b, h) = 45	OK
		$h_e/20=332/20=16.6$	OK
		b/h=1	OK

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

❖ **Vérification au flambement** :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

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

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

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

λ : Elancement du poteau.

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

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3/12 = b^4/12$.

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) = b^2

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \frac{1}{ab}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b} \text{ donc : } \lambda = 2.42 \frac{l_0}{h}$$

La condition de flambement s'applique sur le poteau le plus élancer, dans notre cas

$h_{\max} = h_{s/\text{sol}} = 3.52 \text{ m}$.

Poteau s /sol (45 x 45) $\Rightarrow \lambda = 2.42 \times 3.52 / 0.45 = 18.93 < 50$

CONCLUSION :

A ce niveau on a pré dimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Les dimensions	
Plancher	16 + 4	
Voiles	e = 20 cm	
Poutres principales	b = 30 cm h = 35 cm	
Poutres secondaires	b = 30 cm h = 35 cm	
poteaux	S /S, RDC, 1, 2	45 x 45
	3, 4, 5	40 x 40
	6, 7, 8	35 x 35

Tableau II.10 : Les dimensions de sections trouvées.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA**.

III. A : Calcul de l'acrotère :

III.A.1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.A.2 : Détermination des sollicitations :

❖ Le chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times 1 \text{ m}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1 \text{ ml}$$

$$\underline{G = 1.7125 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

❖ Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement **M** dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

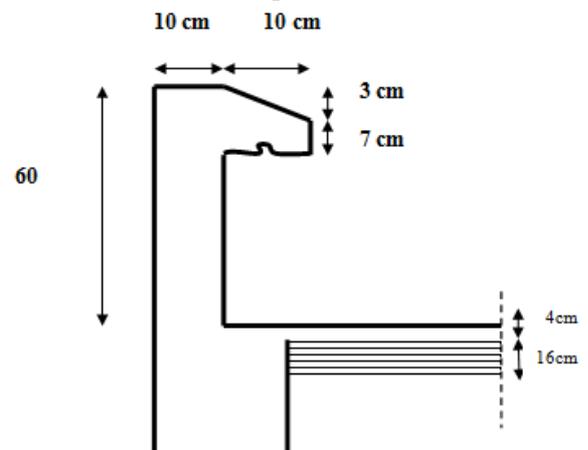


Figure III.A.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

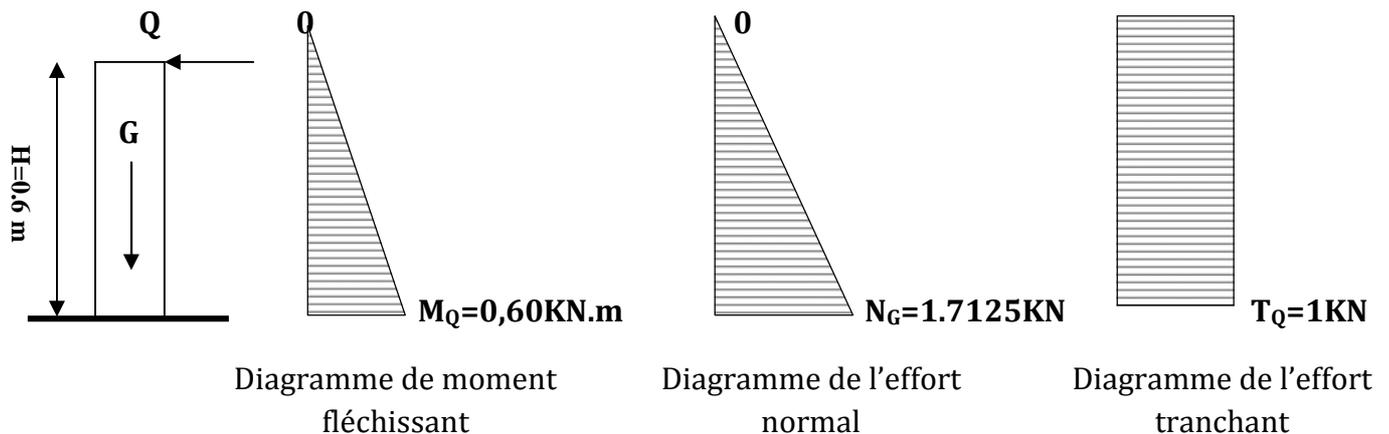
III.A.3 : Diagramme des efforts :

Figure III.A.2: Diagrammes des efforts internes.

III.A.4 : Combinaisons de Charge :➤ **ELU: $1.35G + 1.5Q$**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **ELS: $G + Q$**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 1.7125 \text{ KN.} \\ M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III.A.5 : Ferrailage de l'acrotère :❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

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

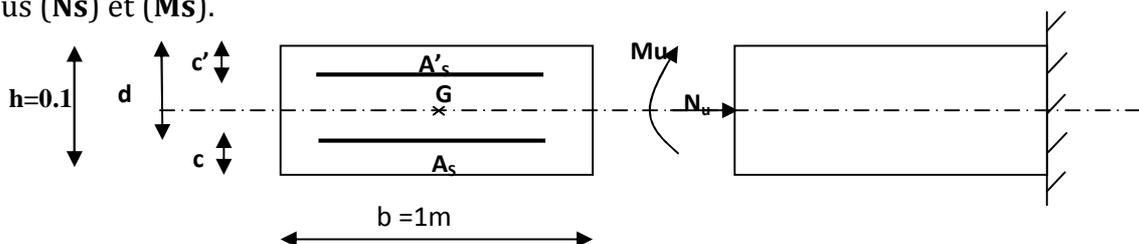


Figure III.A.3: Schema statique de la section de l'acrotère.

➤ **Position du centre de pression :**

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39\text{ cm}$$

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

❖ **On prend $c=c'=3\text{ cm}$ car zone soumis aux condensations**

$e_u > \frac{h}{2} - C$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

Avec : **M_u** : Moment du à la compression ; **N_u** : Effort de compression ;

C_p : Centre de pression ; **e_v** : Excentricité ; **C** : L'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M_f** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

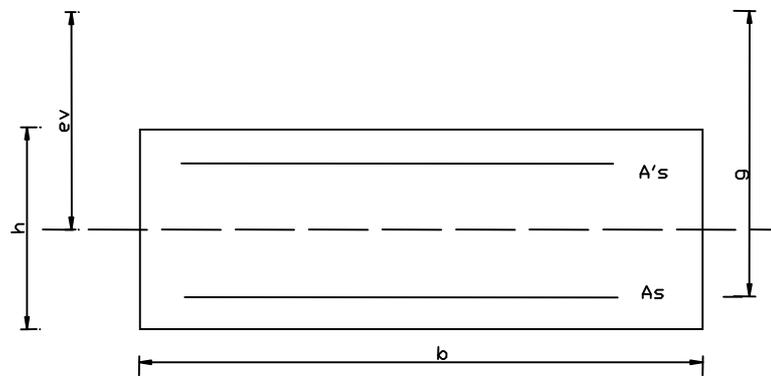


Figure III.A.4: Schema statique des distances.

❖ **Calcul en flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec :} \quad g = e_v + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

g : La distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03\right)\right] = 0.95 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M_f = 0.95 \text{ KN.m}}$$

❖ **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\mu_b = \frac{Mf}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136.$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0.014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993 \quad (\text{Tirer de tableau})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.993$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{950}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{stf} = 0.393 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.393 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2$$

III.A.6 : Vérifications :**III.A.6.1 : Vérification à l'ELU :****A : Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : **As ≥ Amin**

$$\text{CNF : Condition de Ne Fragilité : } A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : **As < Amin**, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$\mathbf{As = Amin = 0.845 \text{ cm}^2.}$$

La section d'acier est **5HA 8 / ml = 2.51 cm²** avec un espacement de **St = 20 cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.  Espacées de $St = 25 \text{ cm}$.

B : Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\}$ (MPa)

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.02 \leq \min \{ 0.15 \times 25 / 1.5, 4 \} = \min \{ 2.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.02 < 2.5 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C : Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.37 \text{ MPa.}$$

On a : $\tau_{se} = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

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

La longueur de scellement droit (**BAEL 91 1.2.2**)

$$L_s = 40 = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad L_s = 32 \text{ cm.}$$

D : Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est très préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{1.5 h, 20 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm.}$

$h = 10 \text{ cm.}$ C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III.A.6.2 : Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- ❖ La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- ❖ La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- ❖ **La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = \{0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa.}$$

$$\text{Les aciers } \begin{cases} HA : & \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 & \end{cases} \quad \text{avec:} \quad \eta = 1.6$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \text{avec:} \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } \beta_1 : \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$$

$$\rho = 0.29 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.914 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 43.478 \quad \longrightarrow \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.023.$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier.}$$

- ❖ **La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.023 \times 46.66 = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

Résultats:

Donc on va ferrailer avec la section minimale car c'est elle la plus défavorable.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **5 HA 8 = 2.51 cm² /ml** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition : **3 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25cm**.

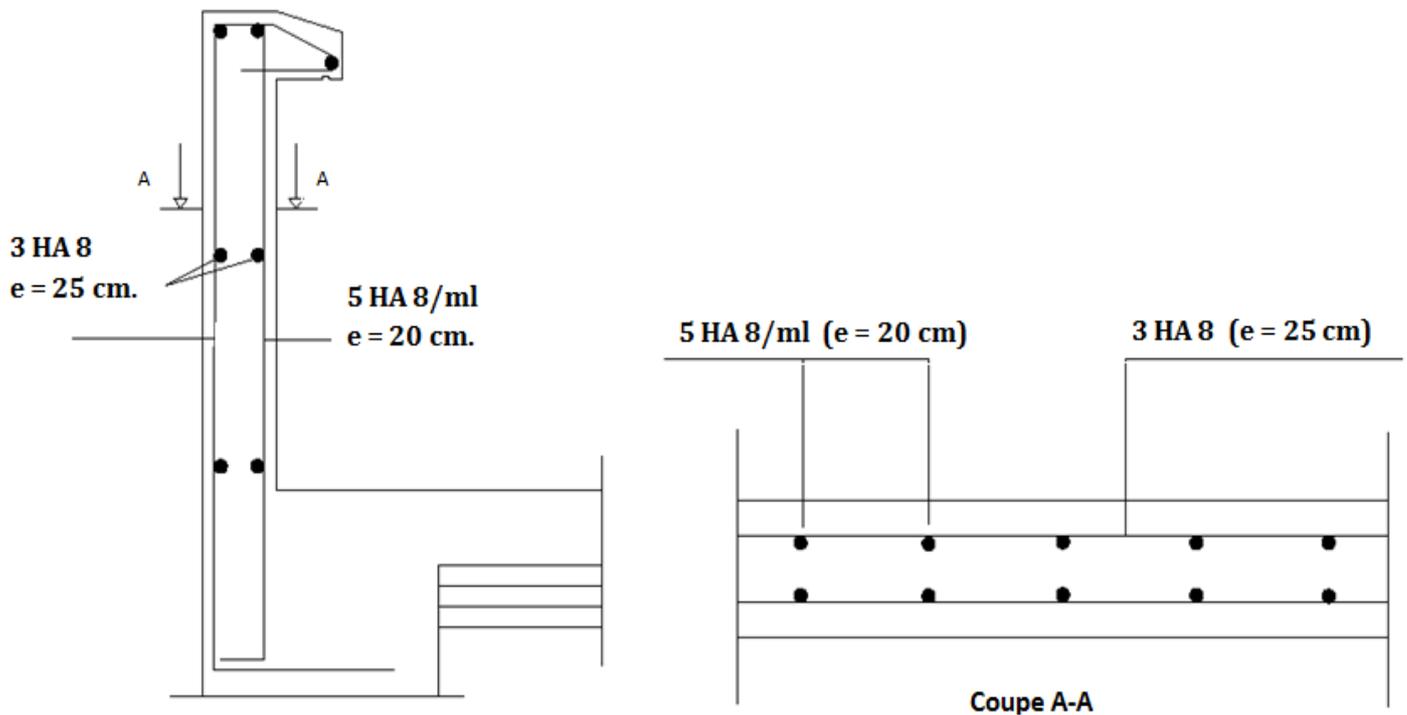


Figure III.A.5:Ferrailage de l'acrotère.

III.B : Calcul des consoles :

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Son est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur sous les sollicitations suivantes :

III.B.1 : Dimensionnement de la console :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{0.55}{10} = 0.055m \text{ Avec } L : \text{ largeur de la console.}$$

On adopte **ep = 15cm**.

G : Charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

g : Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.

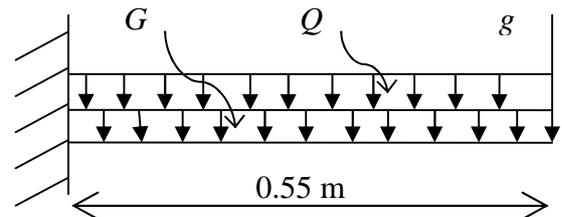


Figure III.B.1 : Schéma statique de la console

III.B.2 : Détermination des charges et surcharges de la console.

- **Charges permanentes** : $G = 5.55 \text{ KN/ml}$ (déterminer dans le chapitre II).
- **Charges permanentes de mur** : $g = 1.78 \text{ KN}$.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0.1m$)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02x2	22	0.88
Somme (g)			g=1.78

Tableau III.B.1 : charge permanentes de garde corps.

- **Surcharge d'exploitation** : D'après le DTR : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$.

III.B.3 : Combinaisons de charges :

- A l'ELU :
- La dalle : $q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.55) + (1.5 \times 3.5) = 12.74 \text{ KN/ml}$.
- Le garde corps : $g_u = (1.35 \times g) \times 1 m \times 1 m = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ KN}$.

III.B.4 : Calcul a l'ELU:**1 : Calcule des efforts internes :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12.74 \times 0.55^2}{2} + 2.403 \times 0.55 = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.74 \times 0.55 + 2.4 = 9.41 \text{ KN}$$

2 : Ferrailage a l'ELU :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

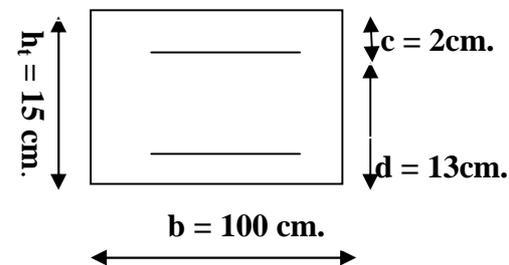
$$M_U = 3.25 \text{ KN.m.} \quad b = 100 \text{ cm.} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.25 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.25 \times 1000}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 10 /ml = 4.71 cm² : avec : S_t = 15 cm.

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Figure III.B.2 : Schéma géométrique de la console.

Soit : 6 HA 8 = 2.35 cm²/ml avec : S_t = 15 cm

3: Vérifications à l'ELU :**A : Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)**

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

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B : Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{9,41 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188} = 0,43 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U_i = 6 \times 3,14 \times 1,0 = 18,84 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 0,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C : Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration très préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{9,41 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,072 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D : Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

- Armatures principales :

$$S_{t1} = 15 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 15 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E : Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 1 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,21 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r : $L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$

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

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 9,41 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

G : Influence de l'effort tranchant aux appuis :(armatures principales).

$$A_s \geq V_U / (f_e / \gamma) \quad \text{avec : } V_U = 9.41 \text{ KN.}$$

$$V_U / (f_e / \gamma) = (9.41 \times 1000 \times 1.15) / 400 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.27 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

G : Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article **(A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99)** est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte : **$L_r = 18 \text{ cm.}$**

III.B.5 : Vérification à l'ELS :**1 : Combinaison de charge :**

- A l'ELS :
- La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.55 + 3.5 = 9.05 \text{ KN /ml.}$
- Le garde corps : $g_s = g = 1.78 \text{ KN.}$

2 : Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs}$$

$$M_s = q_s \frac{L^2}{2} + g_s x L$$

$$M_s = 9.05 \times \frac{0.55^2}{2} + 1.78 \times 0.55$$

$$M_s = 2.35 \text{ KN.m}$$

3 : Les contraintes dans le béton et l'acier :

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = \{0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{4.71 \times 100}{100 \times 13} = 0,360$$

$$\beta = 0.907 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 38.76 \quad \Rightarrow \quad K = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.35 \times 10^3}{0,907 \times 13 \times 4.71} = 42.31 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{bc} = \frac{42.31}{38.76} = 1.09 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

4 : Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{55}{250} = 0.22 \text{ cm.}$$

Avec :

Ev : Module de déformation différée : **Ev = 10818.865 MPa.**

Ifv: Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$M_s = 2.35 \text{ KN.m} \quad L = 0.55 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{S / xx}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A = 100 \times 15 + 15 \times 3.92 = 1558.8 \text{ cm}^2$$

$$S / xx = b \times h \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d = 100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3.92 \times 13 = 12014.4 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{12014.4}{1558.8} = 7.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 29273.31 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des coefficients λ et μ :**

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0030 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2.80$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.71 = 7.29 \text{ cm}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0030 \times 49.53 + 2,1} = -0.36$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0,0030$$

$$Ifv = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 29273.31}{1 + 2.8 \times (-0.36)} = -4025080.125 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{2.35 \times 55^2 \times 100}{10 \times 10818.865 \times 1000 \times (-4025080.125) \times 0.0001} = -1.61 \text{ cm} \quad \bar{f} = 0.22 \text{ cm}$$

➡ Condition vérifiée.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **6 HA10 = 4.71 cm² /ml** avec un espacement de **15 cm**.

Armatures de répartition : **6 HA 8 = 3.01 cm²/ml** avec un espacement de **15 cm**.

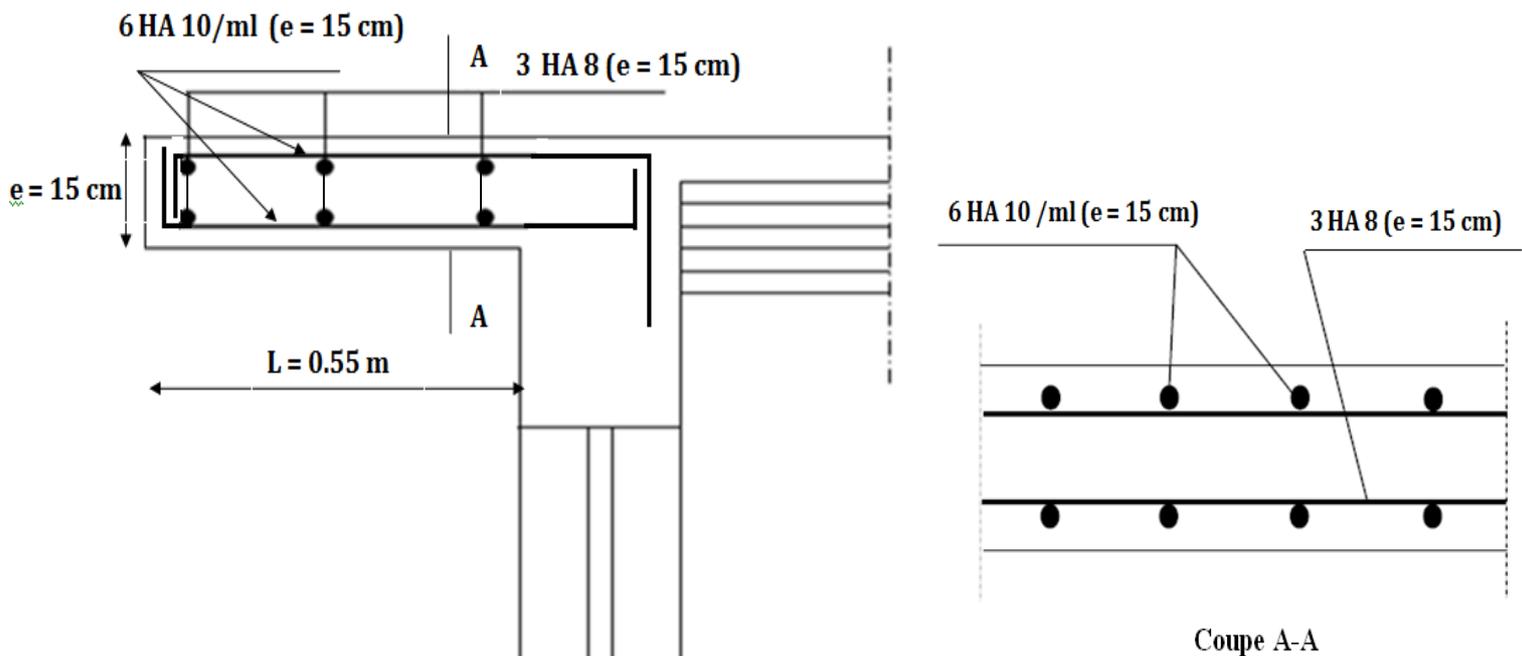


Figure III.B.2 : Ferrailage de la console.

III.D : Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.D.1 : Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

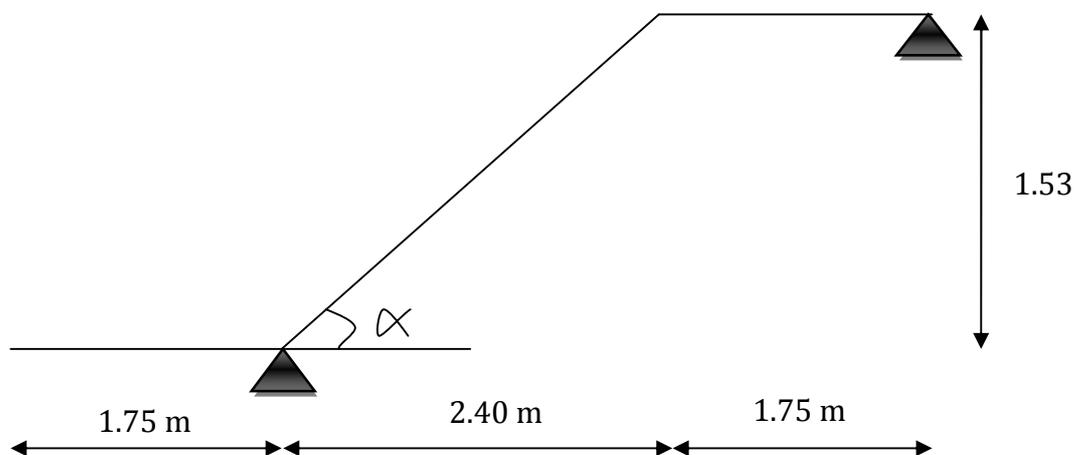


Figure III.D.1 : Schéma statique d'escalier.

a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a : $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend **$h = 17\text{ cm}$** .

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

1 : Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

L₁ : longueur de la paillasse projetée.

L₂ : longueur du palier.

$$\text{tg } \alpha = 17 / 30 = 0.566 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 276 \text{ cm} \quad L_2 = 175 \text{ cm.}$$

Donc : $L = 276 + 175 = 451 \text{ cm.}$

$$\text{D'où : } \frac{451}{30} \leq e_p \leq \frac{451}{20} \quad \longrightarrow \quad 15.03 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.55 \text{ cm}$$

Soit : $e_p = 18 \text{ cm.}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.D.2 : Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Les charges permanentes :**

• **Le palier :**

Eléments	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	25 x 0.18 = 4.5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	G₁ = 5.94.

Tableau III.D.1 : Charge totale du palier.

- **La volée :**

Eléments	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.18}{\cos \alpha} = 5.17$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	G₂ = 8.73

Tableau III.D.2 : Charge totale de la volée.

- **la charge concentrée :**

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

$$P = (3.06 - 0.18) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.80 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (**DTR C2-2**) pour une construction a usage d'habitation **Q = 2.5 KN /m²**.

III.D.3 : Combinaison des charges :

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

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.77 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 8.73 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.54 \text{ KN / ml.}$

Mur extérieure : $P = 1.35 \times 6.80 = 9.18 \text{ KN.}$

❖ **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{s1} = (5.94 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.44 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{s2} = (8.73 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.23 \text{ KN / ml.}$

Mur extérieure : $P = 6.80 = 9.18 \text{ KN.}$

III.D.4 : Calcule des moments et effort tranchant a l'ELU :

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

➤ **Les réactions aux appuis :**

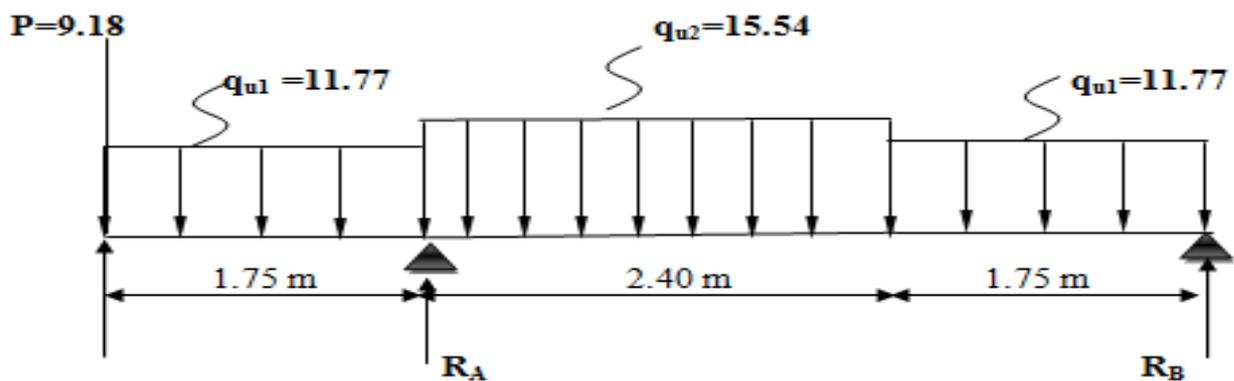


Figure III.D.2 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

➤ **D'après les formules de la RDM :**

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 87.67 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 18.83 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_A = 68.84 \text{ KN.}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (M _z)	x (m)	Ty (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.75	-11.77 x X - 9.18	-5.887 x X ² - 9.18 x X	0	-9.18	0
			1.75	-29.77	-34.09
1.75 ≤ x ≤ 4.15	-15.54 x X + 66.26	-7.77 x X ² + 66.26 x X - 126.23	1.75	39.06	-34.09
			4.15	1.77	14.95
0 ≤ x ≤ 1.75	11.77 x X - 18.83	-5.885 x X ² + 18.83 x X	0	-18.83	0
			1.75	1.77	14.95

Tableau III.D.3 : Les efforts internes à l'ELU.

Remarque : Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$11.77 x X - 18.83 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 1.6 \text{ m (de la droite)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1.6$ m. Donc $M_{z\text{MAX}} = 15.06 \text{ KN.m}$

- $M_{B \text{ appui}} = -0.3 \times 15.06 = -4.52 \text{ KN.m}$
- $M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 15.06 = 12.80 \text{ KN.m}$
- $M_{A \text{ appui}} = -34.09 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{console}} = 34.09 \text{ KN.m}$

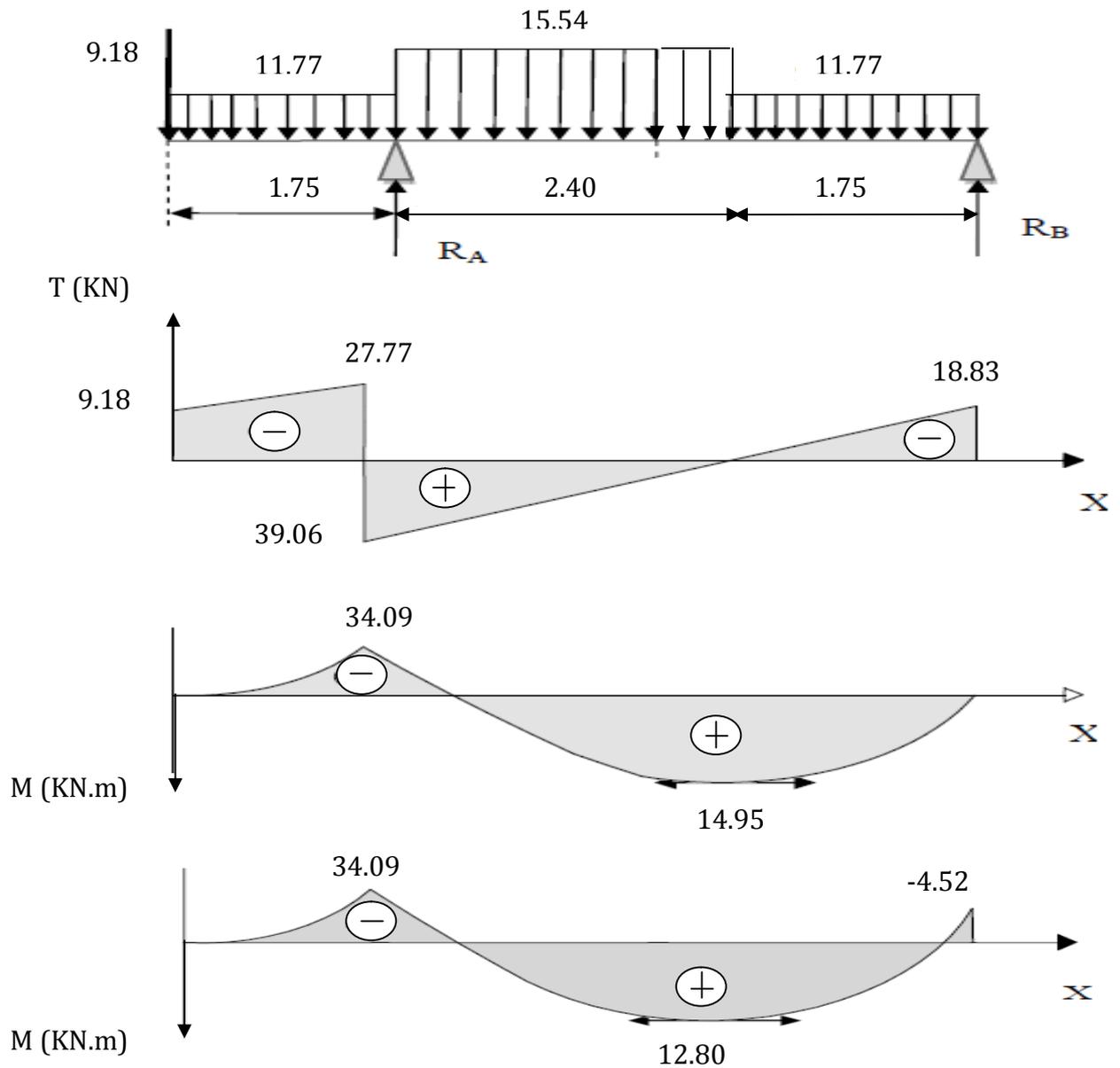


Figure III.D.3 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

1 : Ferrailage :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$.

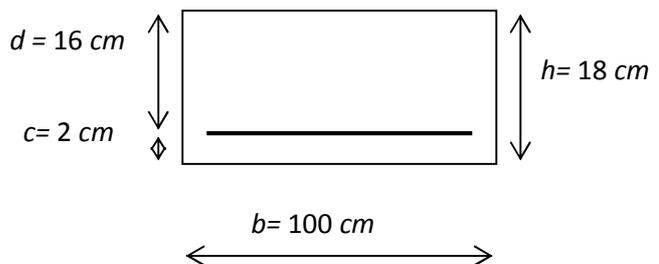


Figure III.D.4 : Schéma statique d'escalier a l'ELU.

❖ Aux appuis :

➤ Appui B : $M_B = 4.52 \text{ KN.m.}$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{4.52 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_a = 0.012 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.012 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.52 \times 1000}{0.994 \times 16 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_B = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ Appui B : $M_A = 34.09 \text{ KN.m.}$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{34.09 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.094$$

$$\mu_a = 0.094 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.094 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.951$$

$$A_A = \frac{M_A}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.09 \times 1000}{0.951 \times 16 \times 348} = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5\text{HA}14 / \text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

❖ **En travée : $M_t = 12.80 \text{ KN.m}$**

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{12.80 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_t = 0.036 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.036 \quad \beta_1 = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.80 \times 1000}{0.982 \times 16 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad \mathbf{S_t = 20\text{cm}.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{\text{Soit : } A_{rt} = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad \mathbf{S_t = 25\text{cm}.}$$

2: Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité : (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ Cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_B = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_A = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t \text{ max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

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

Armatures répartitions : $S_t \text{ max} = 25 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

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

c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 99, Art-5.1.2.1)

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{39.06 \times 1000}{1000 \times 160} = 0.244 \text{ Mpa}$$

Avec $T_{u\max}$: Effort tranchant maximal. Avec : $T_{u\max} = 39.06 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art 5-1-3)

❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 16 \times 10}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 39.06 < 960 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur Les armatures:

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(39.06 + \frac{(-34.09) \times 10^2}{0,9 \times 16} \right) = -0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 \geq -0.57 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL99, Art A.6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

➤ **Appui A:**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.06}{0.9 \times 160 \times 21.98} = 0.012 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0.012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appui B:**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.0 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.83}{0.9 \times 160 \times 15.7} = 0.008 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

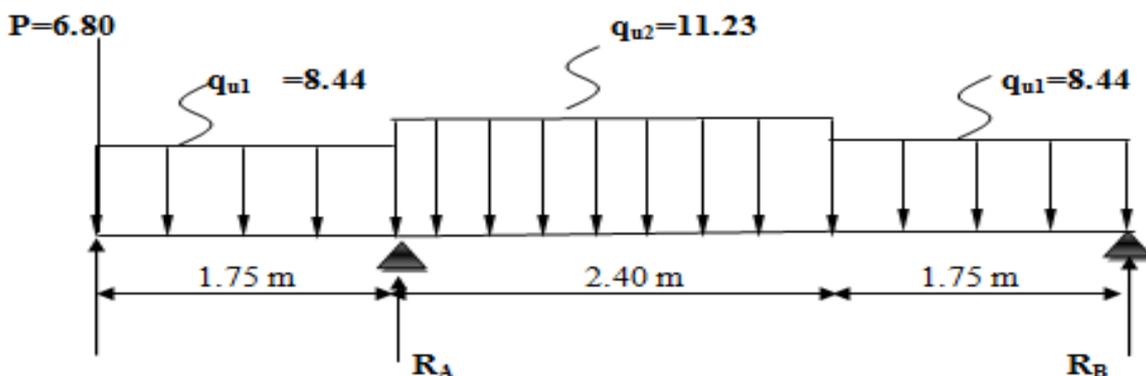
f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

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

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour l'appui B : } \phi_B = 1 \text{ cm.} \quad L_{sB} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm.}$$

$$L_B = 0.4 \times L_{sB} = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

III.D.5 : Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :❖ **Les réactions aux appuis :****Figure III.D.5 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 63.29 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 ; \quad R_B = 13.47 \text{ KN.}$$

$$\sum M / B = 0 ; \quad R_A = 49.82 \text{ KN.}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.75	-8.44 x X - 6.80	-4.22 x X ² - 6.80 x X	0	-6.80	0
			1.75	-21.57	-24.82
1.75 ≤ x ≤ 4.15	-11.23 x X + 47.9	-5.61 x X ² + 47.9 x X - 91.44	1.75	28.25	-24.82
			4.15	1.3	10.64
0 ≤ x ≤ 1.75	8.44 x X - 13.47	-4.22 x X ² + 13.47 x X	0	-13.47	0
			1.75	1.3	10.64

Tableau III.D.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$8.44 x X - 13.47 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 1.6 \text{ m (de la droite)}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1.6$ m. **Donc** : $M_{z\text{MAX}} = 10.75$ KN.m.

- M_B appui = $-0.3 \times 10.64 = -3.192$ KN.m.
- M_T travée = $0.85 \times 10.64 = 9.044$ KN.m.
- M_A appui = 24.82 KN.m.
- $M_{\text{console}} = 24.82$ KN.m.

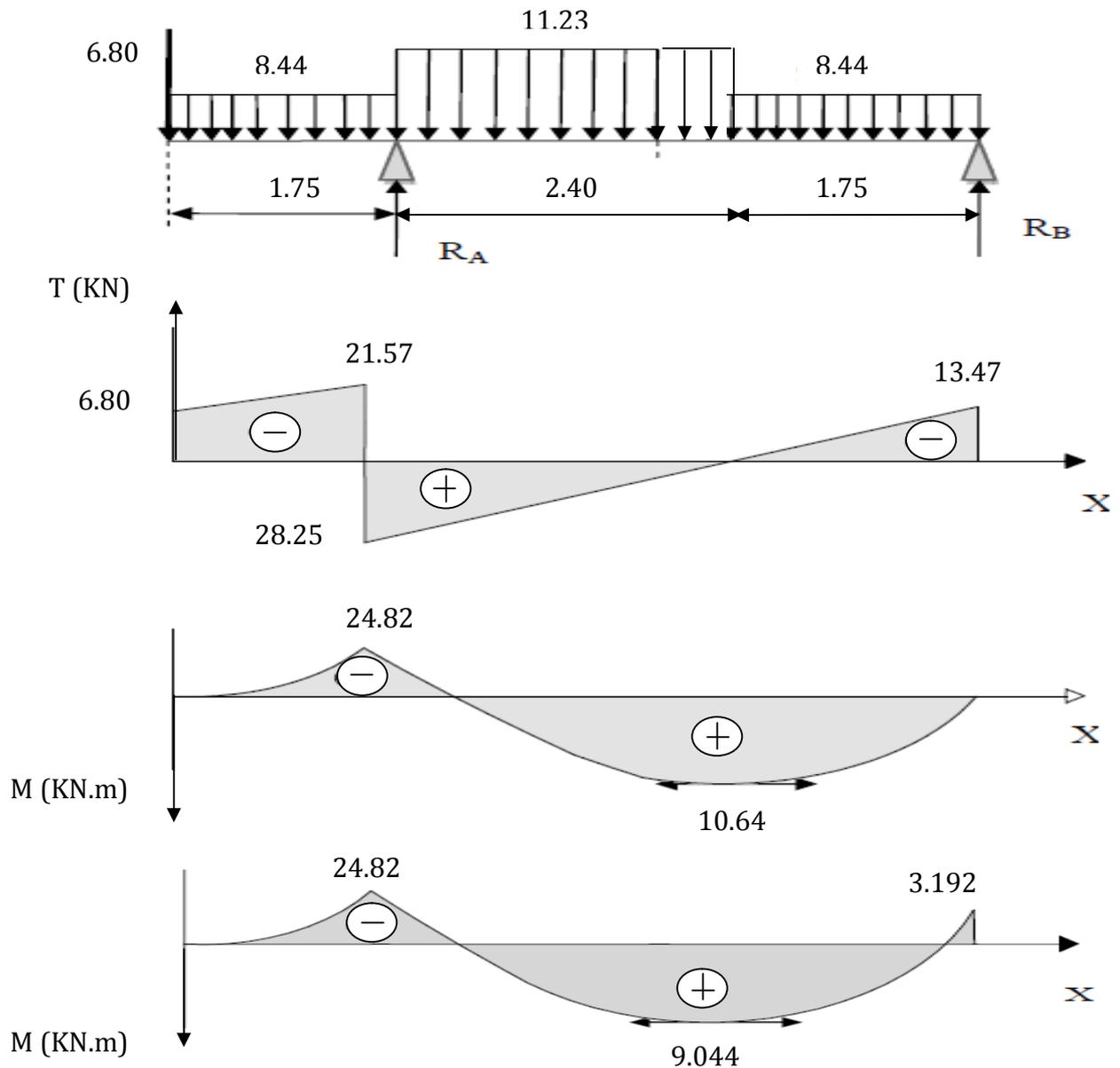


Figure III.D.6 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

III.D.5 : Vérifications à l'ELS :

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer.

➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0,483$$

$$\rho = 0,483 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K = 0.030 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{24.82 \times 10^3}{0,895 \times 16 \times 7.69} = 225.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.030 \times 225.38 = 6.76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Appui B :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0.020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.192 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3.92} = 55.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 55.25 = 1.105 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0.020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{9.044 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3.92} = 156.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 156.56 = 3.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

➤ **Pour pailasse :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{415} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

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

Avec : $q_s = 11.23 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

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

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

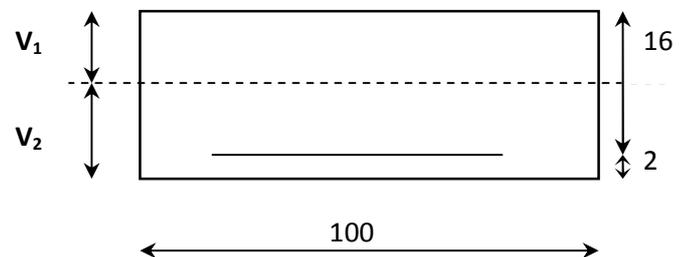


Figure III.D.7 : La section de la paille.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 16) = 17140.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 3.92) = 1858.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $V_1 = \frac{17140.8}{1858.8} = 9.22 \text{ cm}$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.22 = 8.78 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 28776.696 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((9.22)^3 + (8.78)^3) + 15 \times 3.92 \times (8.78 - 2)^2$$

$$I_0 = 51390.0 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 16} = 0,00245$$

• **Calcul des coefficients λ et μ :**

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00245 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 3.42$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00425 \times 156.56 + 2,1} = 0,22$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 51390}{1 + 3,52 \times 0,22} = 31858.1 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.23 \times 10^3 \times 4.15^4}{10818.86 \times 10^6 \times 31858.1 \times 10^{-8}} = 0.012 \text{ cm} \quad \langle \bar{f} = \frac{415}{500} 0.83 \text{ cm}$$

 Condition vérifiée.

➤ **La console :**

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{h}{l} = \frac{20}{175} = 0.11 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$  Condition vérifiée.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} ; \frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.06$  Condition vérifiée.

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} ; \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 16} = 0.00245 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009.$

 Condition vérifiée.

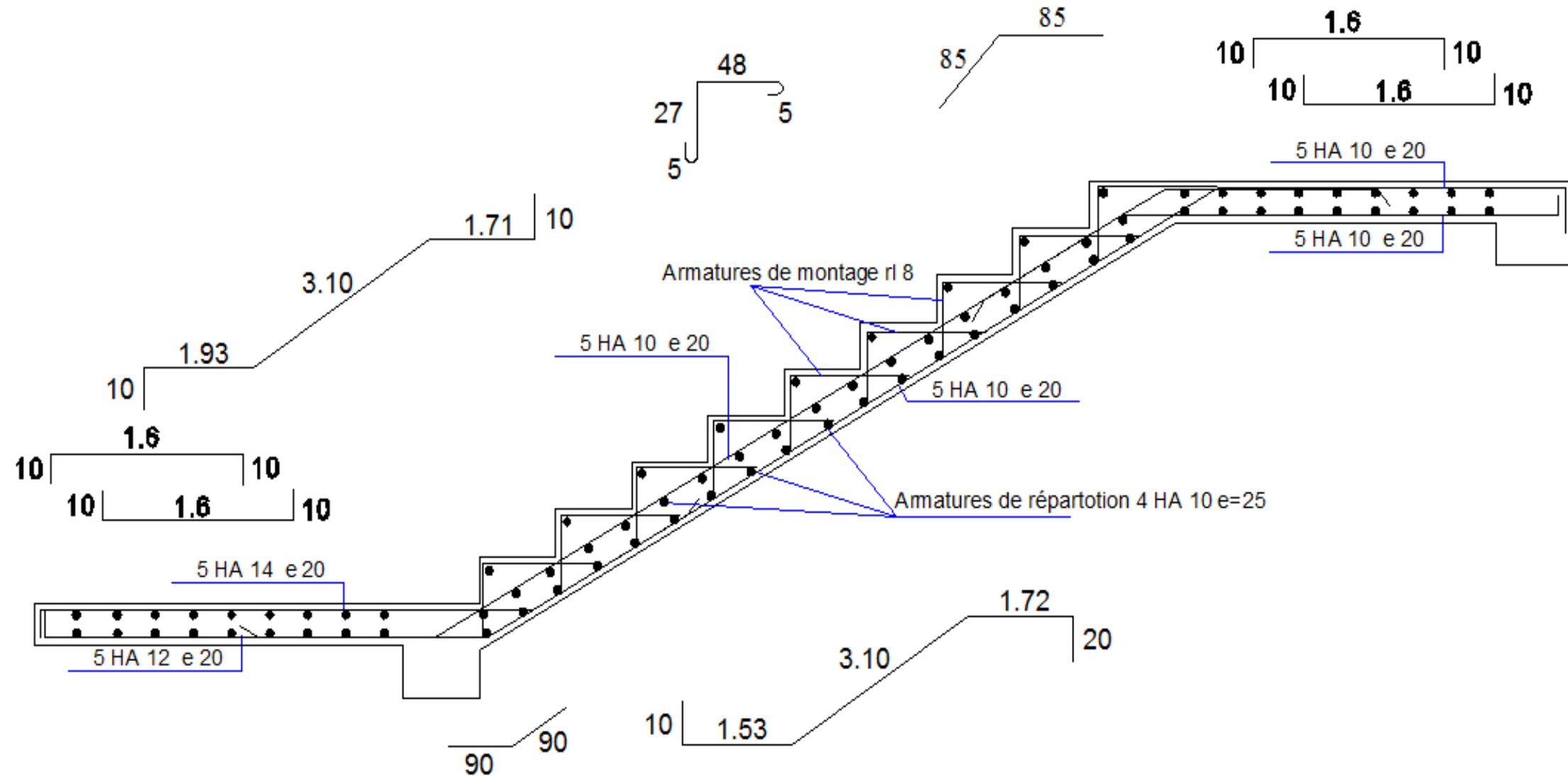
On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est nécessaire.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

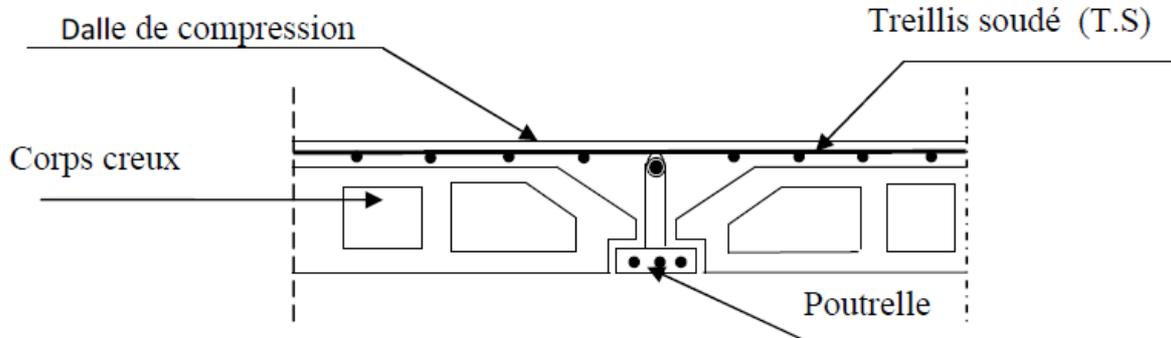
- **Appuis A : 5 HA14 = 7.69 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**.
- **Appuis B : 5 HA 10 = 3.92 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**.
- **Travée : 5 HA 10 = 3.92 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Figure III.D.8: Ferrailage de l'escalier.



III.C : Etude des planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.



- Les poutrelles sont de sections en T, distantes de **65cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de **16 cm**.

III.C.1 : Ferrailage de la dalle de compression :

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

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

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

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

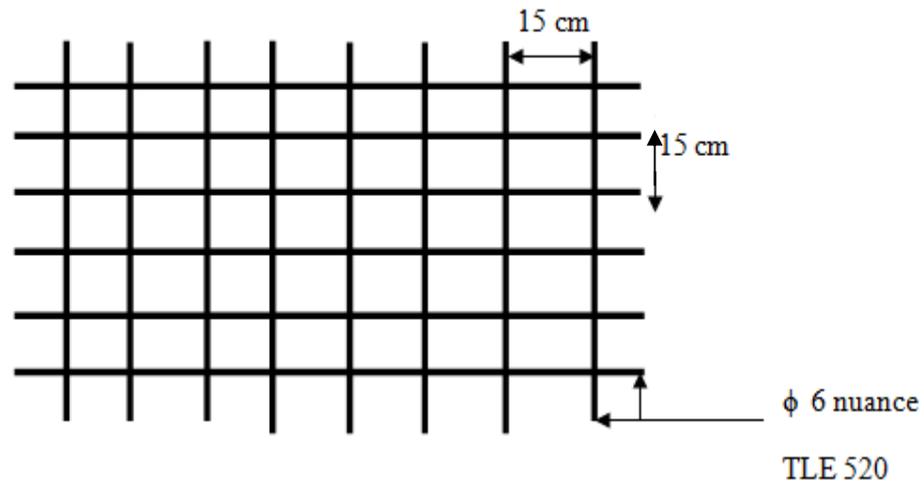


Figure III.C.1 : Treillis soudées de 15 x15 cm.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions **(6x6x150x150)**.

III.C.2 : Etude de la poutrelle :

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

1 : Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

❖ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

❖ Critère de la continuité :

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont T, les règles **BAEL91** préconise que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$

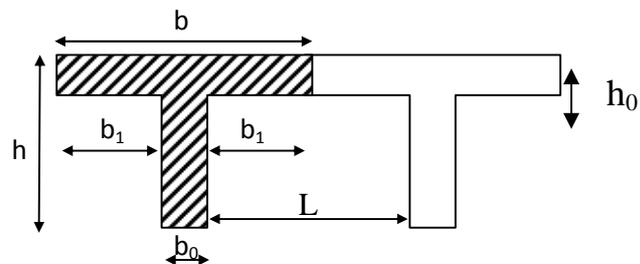


Figure III.C.2 : La poutrelle comme une section en T.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.70$ m (la travée la plus sollicitée) ;

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

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

2 : Calcul de la poutrelle : Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m² et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN / ml

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN / ml

Avec : $l = 65$ cm: largeur de l'hourdis

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

$$\text{Surcharge due à l'ouvrier : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul à L'ELU :**• **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.30)^2}{8} = 5.79 \text{ KN.ml}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.30}{2} = 5.37 \text{ KN}$$

• **Calcul de la section d'armature :**

Soit l'enrobage $c = 2$ cm

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.79 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.49 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

❖ **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (**Asc = 0**) ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression.

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

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

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

3 : Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 143.33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $b = 26.5 \text{ cm}$

4 : Choix de la méthode :

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

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

a) Méthode forfaitaire :

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 1.5 (\text{habitation}) \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11 \text{ KN/ml}$$

 La condition est vérifiée

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \longrightarrow La condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{430}{430} = 1$$

Même longueurs pour toutes les travées \longrightarrow La condition est vérifiée
4°/ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire applicable.

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est - à - dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) \quad M_t \geq \max[1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 \longrightarrow pour une poutre de deux travées.

0.5 M_0 \longrightarrow pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 \longrightarrow pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant

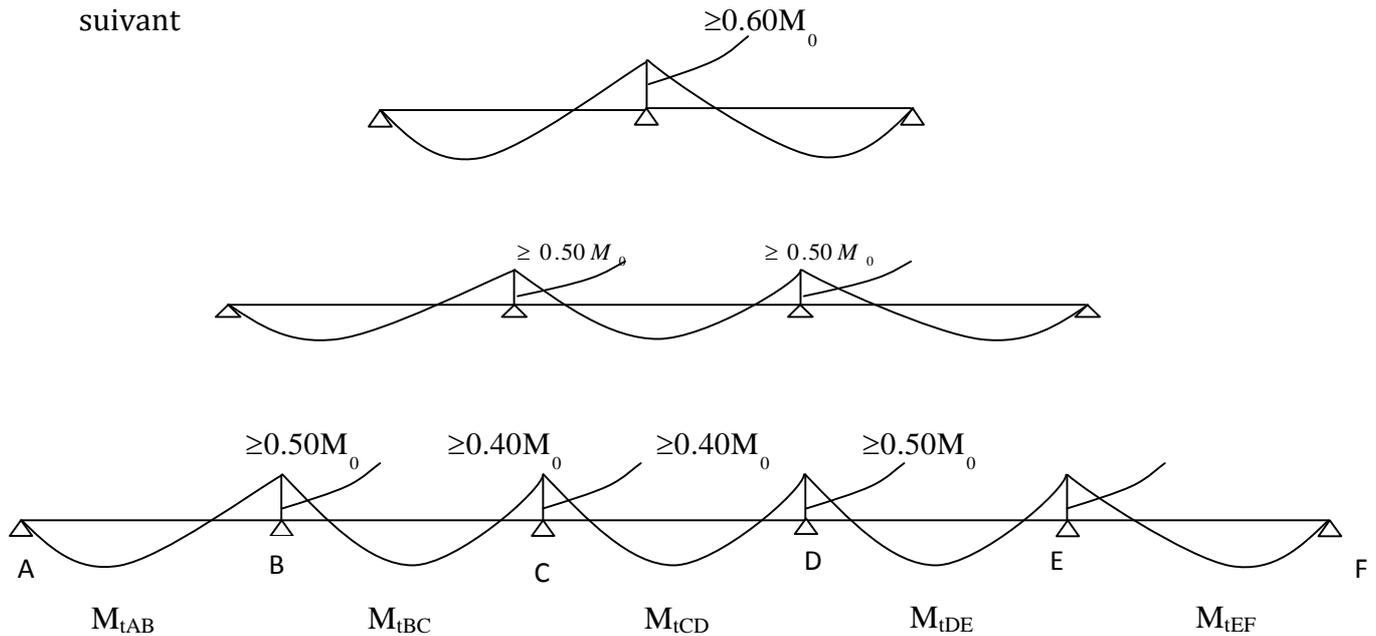


Figure III.C.3 : Schéma statique de la méthode forfaitaire.

5 : Application :

A) Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.29 \text{ KN / ml.}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 4.55 \text{ KN / ml.}$

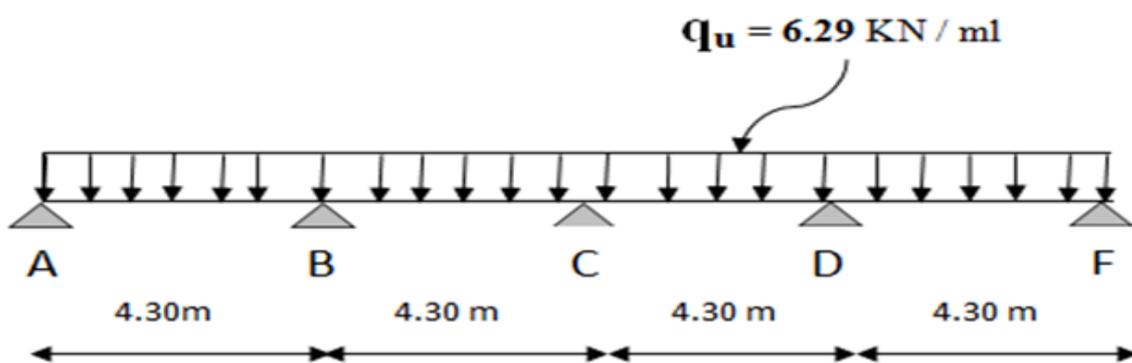


Figure III.C.4 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis.

➤ Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5.50} = 0,21$$

➤ **Calcul des moments statiques :**

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,29 \times 4,30^2}{8} = 14,54 \text{ KN.m}$$

Car les longueurs des travées sont égales.

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_E = 0,2 M_0 = 0,2 \times 14,54 = 2,91 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5 M_0 = 0,5 \times 14,54 = 7,27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 0,4 \times 14,54 = 5,82 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

a) Etude de la travée AB (de rive) :

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0, 1,05 M_0 \right\}$$

Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1,063 > 1,05$ ➡ **Condition vérifiée.**

$$M_{t_{AB}} \geq (1,063 \times 14,54) - \left(\frac{2,91 + 7,27}{2} \right) = 10,37 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left(\frac{1,2 + (0,3 \times 0,21)}{2} \right) \times 14,54 = 9,18 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{t_{AB}} = M_{t_{DE}} = 10,37 \text{ KN.m}$

b) Etude de la travée BC :

$$1) M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0, 1,05 M_0 \right\}$$

Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1,063 > 1,05$ ➡ **Condition vérifiée.**

$$M_{t_{BC}} \geq (1,063 \times 14,54) - \left(\frac{7,27 + 5,82}{2} \right) = 8,91 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left(\frac{1 + (0,3 \times 0,21)}{2} \right) \times 14,54 = 7,73 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} = 8,91 \text{ KN.m}$

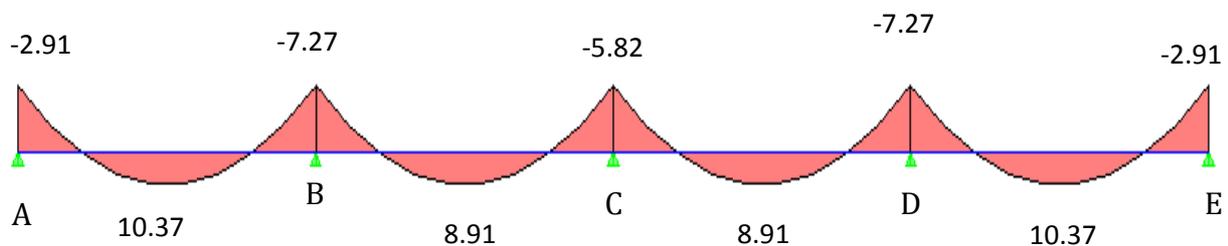


Figure III.C.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-7.27) - (-2.91)}{4.30} = \mathbf{12.51 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-7.27) - (-2.91)}{4.30} = \mathbf{-14.53 \text{ KN.}}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-5.82) - (-7.27)}{4.30} = \mathbf{14.97 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-5.82) - (-7.27)}{4.30} = \mathbf{-12.07 \text{ KN.}}$$

➤ **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-7.27) - (-5.82)}{4.30} = \mathbf{13.19 \text{ KN.}}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-7.27) - (-5.82)}{4.30} = \mathbf{-13.86 \text{ KN}}$$

➤ **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-2.91) - (-7.27)}{4.30} = \mathbf{12.51 \text{ KN.}}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{6.29 \times 4.30}{2} + \frac{(-2.91) - (-7.27)}{4.30} = \mathbf{-14.53 \text{ KN.}}$$

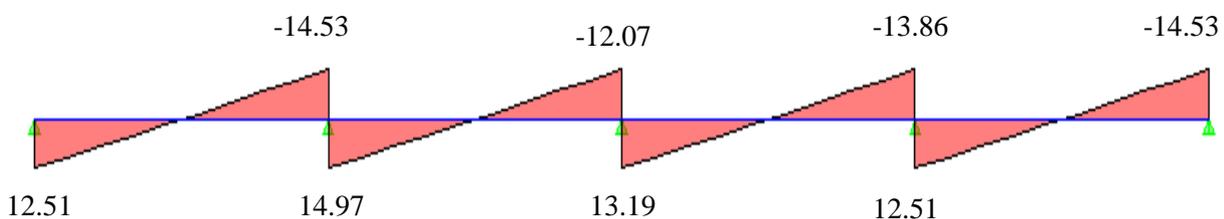


Figure III.C.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Note :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

$$M_{t \max} = 10.37 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{a \max} = 7.27 \text{ KN.m}$$

6 : Ferrailage à l'ELU :

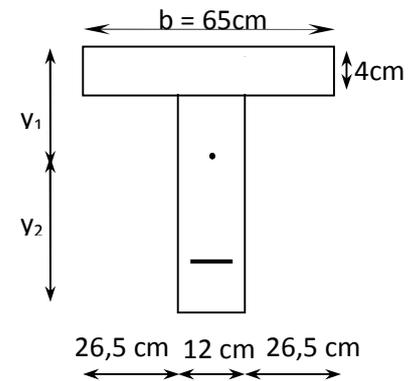
a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 10.37 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.27 \text{ KN.m.}$$

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

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm.}$$



➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 10.37 \text{ KN.m}$$

Figure III.C.7: Schéma statique de la poutrelle.

poutrelle.

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

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.37 \text{ KN.m} < M_t \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

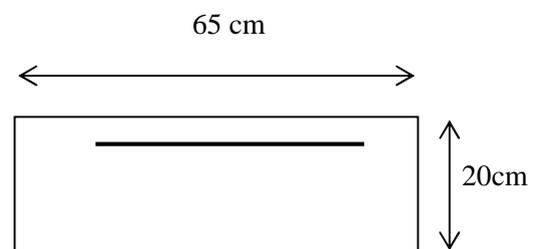
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.37 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.37 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.68 \text{ cm}^2$$



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

Figure III.C.8 : Section de la poutrelle à étudier.

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.27 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.27}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,132.$$

$$\mu = 0,132 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,132 \Rightarrow \beta = 0,929$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.27 \times 10^4}{0,929 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.25 \text{ cm}^2.$$

Soit: 2HA10 = 1.57 cm²

b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

D'après l'article A.7.2.12.BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

Avec :

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_{l_{\max}}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : Hauteur du plancher.

b₀ : Largeur de lame.

Soit: A_t = 2 HA 8 = 1.00 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

c) Espacement des armatures : (cadres) (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

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

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

7 : Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL 91, A 4.2.1)

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination de la longueur des chapeaux et arrêt des barres inférieur de second lit : (Art E.1 ,3 /BAEL91 modifiée99)

La longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- 1 / 5 de la plus grand portée des deux travée encadrant l'appuis considérer s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas a une travée de rive.
- 1 / 4 de la plus grand portée des deux travée encadrant l'appuis considérer s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Dans notre cas on a les longueurs libres des travées qui sont égaux à L=4 m.

$L_1 = L / 5 = 4.30 / 5 = 0.8\text{m}$, pour appui n'appartenant pas a une travée de rive.

$L_2 = L / 4 = 4.30 / 4 = 1\text{m}$, pour appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

c) Vérification de la contrainte tangentielle :

On a : $V_u^{\max} = 14.97 \text{ KN}$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 14.97 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.693 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_d, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.622 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :(BAEL91,

A.6.1,3)

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

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.97 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

e) L'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1.2 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 57.14 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 57.14 = 22.85 \text{ cm.}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9d})$

➤ **Appui de rive :**

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \left[\frac{1.15}{400 \times 0.1} \right] \times \left(14.53 - \frac{2.91}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.09 \text{ cm}^2 < 0$$

➡ Condition vérifiée.

➤ **Appui intermédiaire :**

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \left[\frac{1.15}{400 \times 0.1} \right] \times \left(14.97 - \frac{7.27}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.86 \text{ cm}^2 < 0$$

➡ Condition vérifiée

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

g) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

(Art A.1.313/BAEL91 modifiée99)

On doit vérifier que : $T_{MAX} \leq 0.4 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0$ Avec (a=0.9d=0.9x18=16.2cm)

$$0.4 \left[\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$V_{\max} = 14.97 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN}$ ➡ Condition vérifiée.

8 : Calcul à l'ELS:

E.L.S : $q_s = G + Q = 4.55 \text{ KN / ml}$.

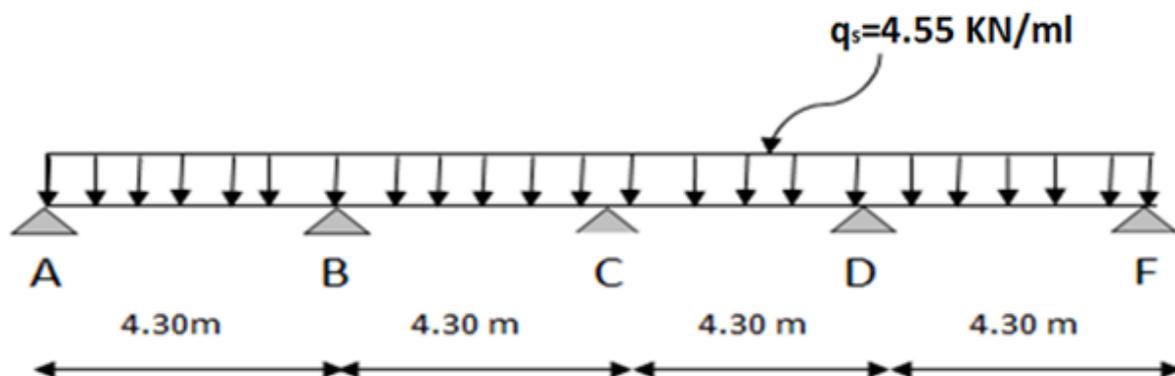


Figure III.C.9 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis.

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées, le **BAEL (A-6-5-1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (**qs/qu**) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$qs/qu=4.55 /6.29=0.72$$

➤ **Moment aux appuis :**

Noeuds	A	B	C	D	E
$M_{\text{Appuis}}(\text{KN.m})$	2.09	5.23	4.19	5.23	2.09

Tableau III.C.1 : Moment en appuis a l'ELS.

➤ **Moment en travée :**

Travées	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]
$M_t(x)$ (KN.m)	7.47	6.42	6.42	7.47

Tableau III.C.2 : Moment en travée a l'ELS.

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

Travées	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]
T_i [KN]	9.00	10.78	9.50	9.00
T_{i+1} (KN)	-10.46	-8.69	-9.98	-10.46

Tableau III.C.3 : Les efforts tranchants a l'ELS.

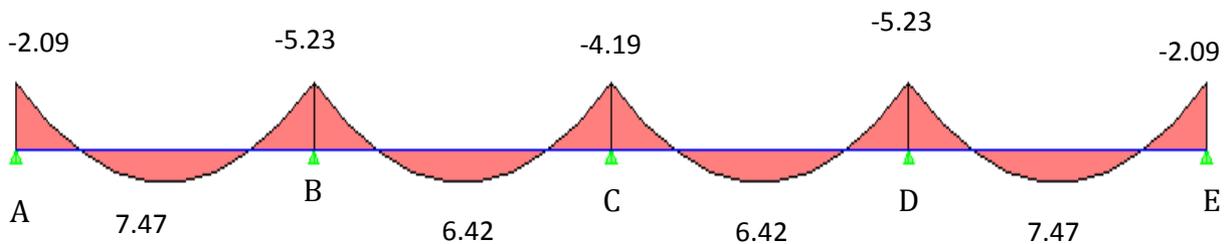


Figure III.C.10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.

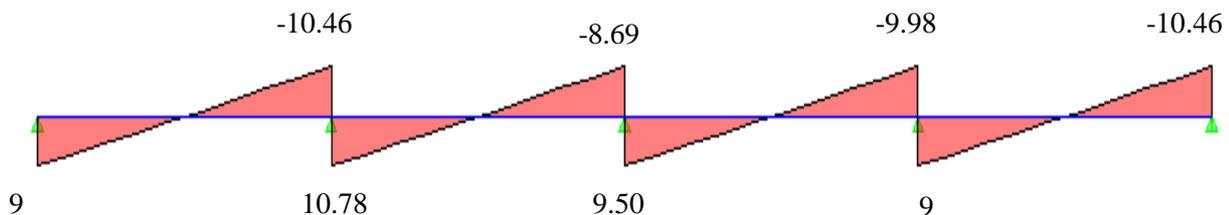


Figure III.C.11 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

9 : Vérification à L'ELS :**A) Etat limite de résistance à la compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ En appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

Après interpolation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.8767. \\ K = 0.039. \end{array} \right. \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.23 \times 10^6}{0.8767 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 211.09 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 0.039 \times 211.09 = 8.23 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0.063 \\ \beta = 0.837 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.47 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 146.26 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 0.063 \times 146.26 = 9.21 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

C) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22.5} = 0,04 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{15} \times \frac{10.37}{14.54} = 0,05 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.39}{12 \cdot 18} = 0,015 > \frac{3.6}{400} = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

❖ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$L = 430 - 30 = 400$: Longueur réel (libre) de la poutrelle.

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé, $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

M_s = Moment de service maximum dans la travée.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

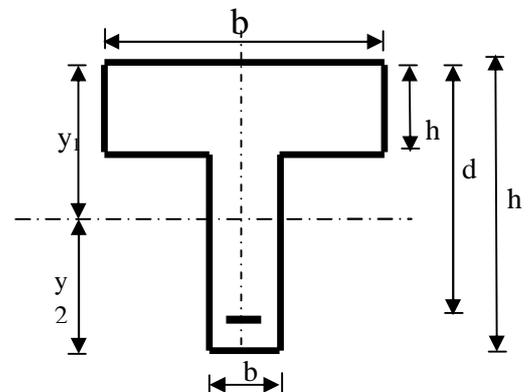
($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$



Calcul de V_1 et V_2 :

Figure III.C.12 : Section de la poutrelle.

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39(12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.85 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,015} = 1.096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0,99; 0\} = 0,99$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 1.096 \times 0,99} = 11500,89 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7.47 \times 1000 \times 400^2}{10 \times 10819 \times 11500.89} = 0.67 \text{ cm} < \bar{f} = 0.80 \text{ cm}$$

 **Condition vérifiée**

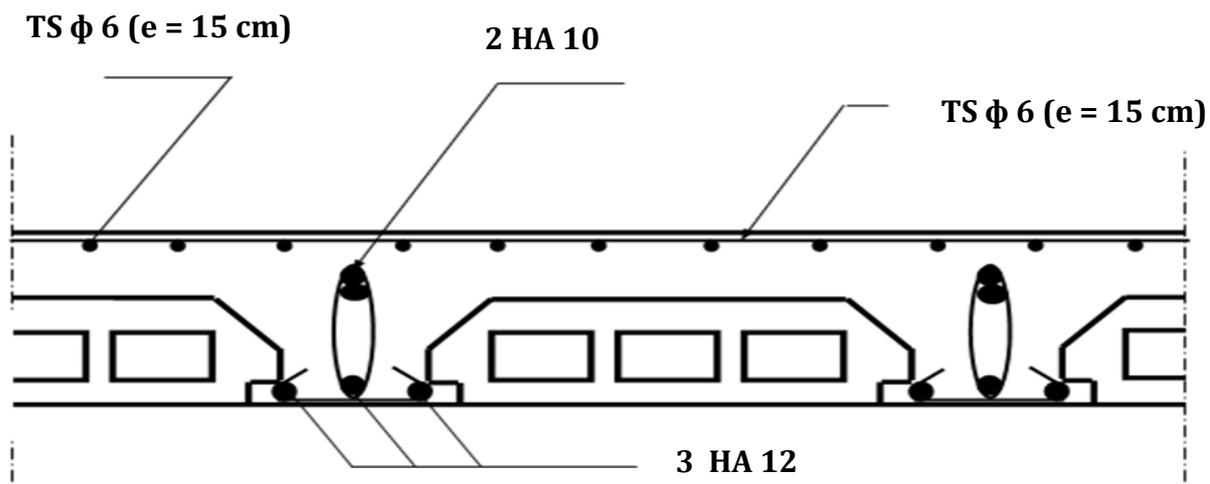
Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

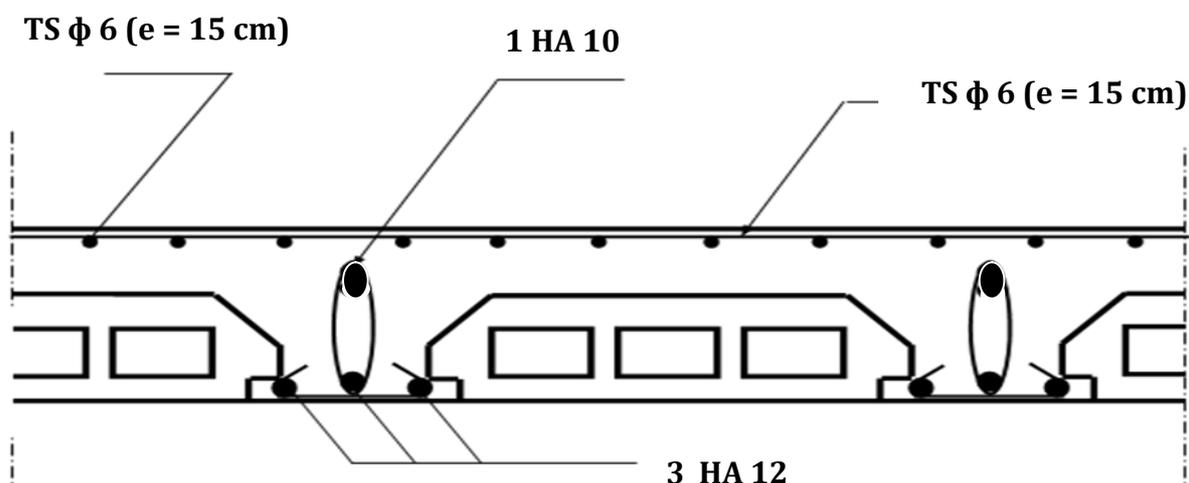
Armatures en travées : **3 HA12 = 3.39 cm².**

Armatures en appuis : **2 HA 10 = 1.57cm².**

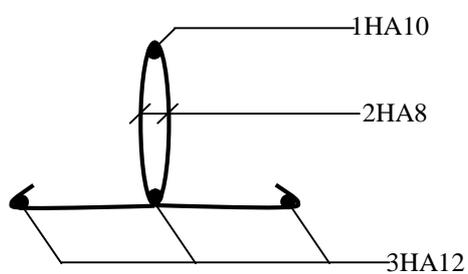
Armatures transversales : 2HA8=1.00 cm², avec un espacement de 15 cm.



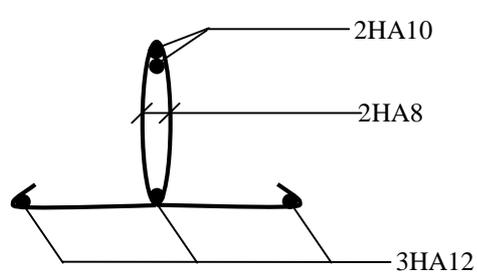
Ferrailage des poutrelles en appuis.



Ferrailage des poutrelles en travée.



Ferrailage en travée



Ferrailage en appuis

Figure III.C.13 : Ferrailage des poutrelles.

III.F : Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.F.1 : Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

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

$$\frac{L}{15} = \frac{430}{15} = 28.66 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

- **La largeur :**

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

$$0.4 \times h = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times h = 21 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm.}$$

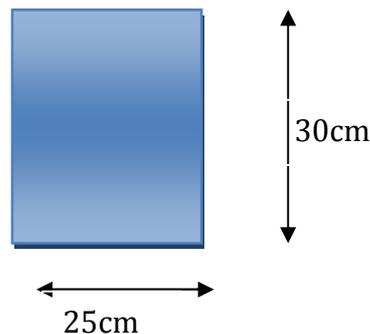


Figure III.F.1 : Coupe transversal de la poutre.

III.F.2 : Evaluation des charges et surcharges :➤ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3) \cdot 2,36 = 6.514 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5,50 \times \frac{0,65}{2} = 1.7875 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 10.18 \text{ KN/ml.}$$

➤ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times 0,64/2 = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

III.F.3 : Combinaisons des charges :

$$\diamond \text{ ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,18 + 1,5 \times 0,487 = 14,48 \text{ KN/ml.}$$

$$\diamond \text{ ELS : } q_s = G + Q = 10,18 + 0,487 = 10,66 \text{ KN/ml.}$$

III.F.4 : Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

1) Calcul des moments :

A fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 14,48 \times \frac{4,30^2}{8} = 28,45 \text{ KN.m} \quad 31,13 \text{ KN}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 14,48 \times \frac{4,30^2}{8} = 10,04 \text{ KN.m}$$

➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{14,48 \times 4,30}{2} = 31,13 \text{ KN}$$

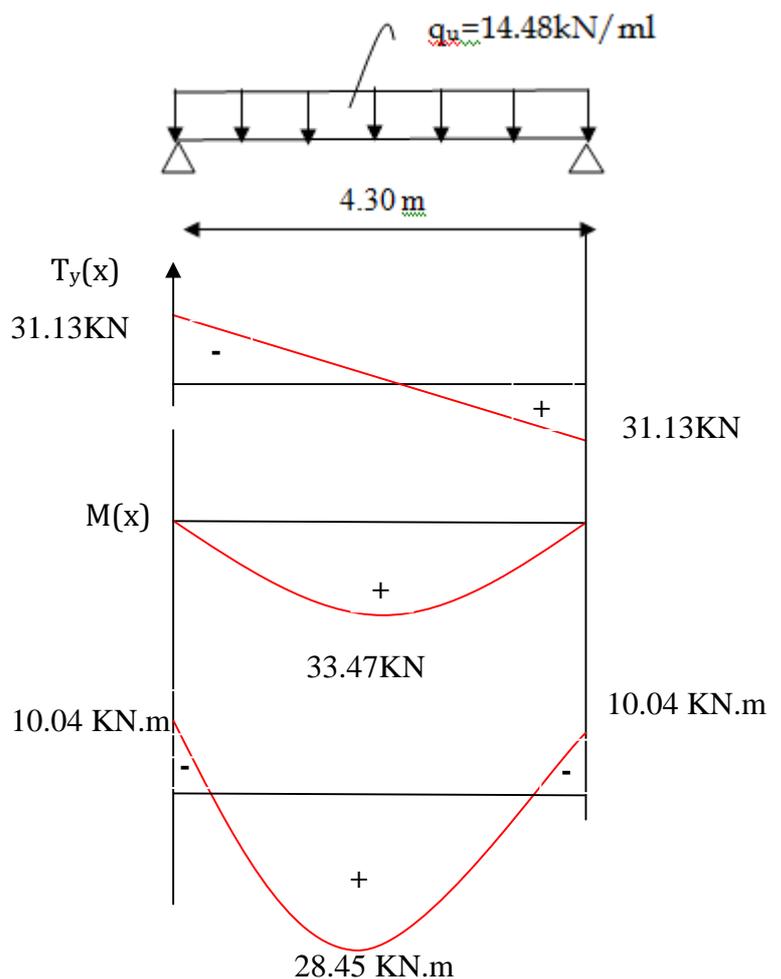


Figure III.F.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

2) Calcul des armatures :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28,45 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,06$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392$ ➡ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.06 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.969$$

$$A_a = \frac{Mt}{Bd\sigma_{st}} = \frac{28.45 \times 10^3}{0.969 \times 28 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA14 = 4.62 cm²**

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.04 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.03.$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.03 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{Ma}{Bd\sigma_{st}} = \frac{10.04 \times 10^3}{0.985 \times 33 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA14 = 4.62 cm²**

2) Vérification à ELU

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 4.62 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 31.13 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{31.13}{0.25 \cdot 0.28} = 444.71 \text{ KN / m}^2.$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.3 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.30 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3.3 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0.444 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \longrightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ **Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

$$T_u = 31.13 \text{ KN} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 420 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(31.13 + \frac{-28.45}{0,9 \times 0,28} \right) = -0.23 \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d) Vérification à l'entraînement des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 0,10 = 0,942 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.13 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 0,942} = 1,31 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1,31 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

- **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 31,85 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 31,85 \times 1,4 = 44,59 \text{ cm.}$

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

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 44,59 = 17,84 \text{ cm.}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,0 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

❖ **Ecartement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min(25,2, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,608 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Espacement entre les barres

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

▪ Sur appuis

$$e \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right\} = \min\left(\frac{30}{4} = 7,5; 12 \times (1,0) = 12; 30\right) \Rightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

▪ En travée

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.F.5 : Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 10,18 + 0,487 = 10,66 \text{ KN/ml}$$

Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,66 \times \frac{4,30}{2} = 22,92 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,66 \times \frac{4,30^2}{8} = 24,64 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 24,64 = -7,39 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \times 24,64 = 20,94 \text{ KN.m.}$$

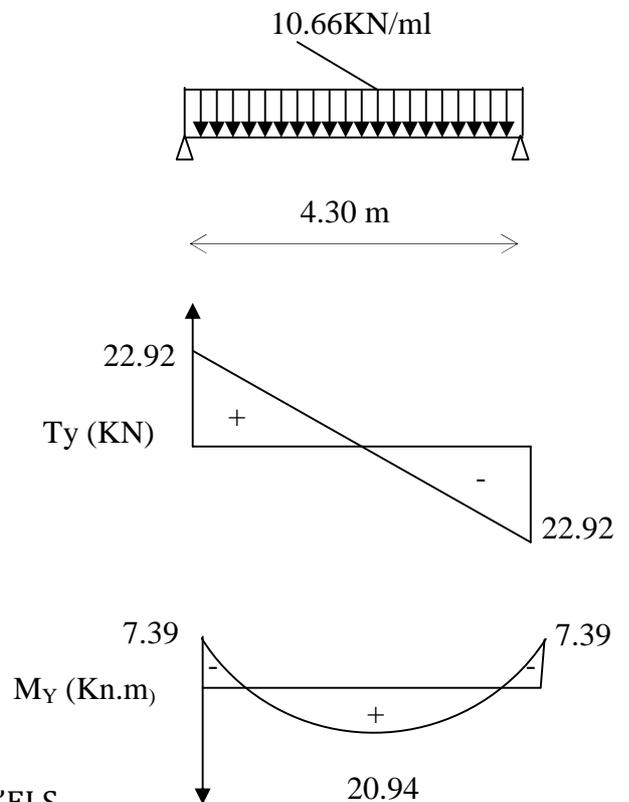


Figure III.F.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

a) Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\text{Les aciers } \begin{cases} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{fe E 400} \end{cases} \rightarrow \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\} = \min\{266,67, 201,63\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec: $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

➤ **Sur travée :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0,661 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{20,94 \cdot 10^6}{0,881 \times 280 \times 4,62 \cdot 10^2} = 183,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{183,74}{27,02} = 6,80 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 6,80 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 183,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,333 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,881. \\ K_1 = 27,02. \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,39 \cdot 10^6}{0,881 \times 280 \times 4,62 \cdot 10^2} = 64,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{64,84}{27,02} = 2,40 \text{ MPa}.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,40 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 64,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche : (BAEL.99/Artb6.5,2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10 M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0.070 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.070 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.063 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

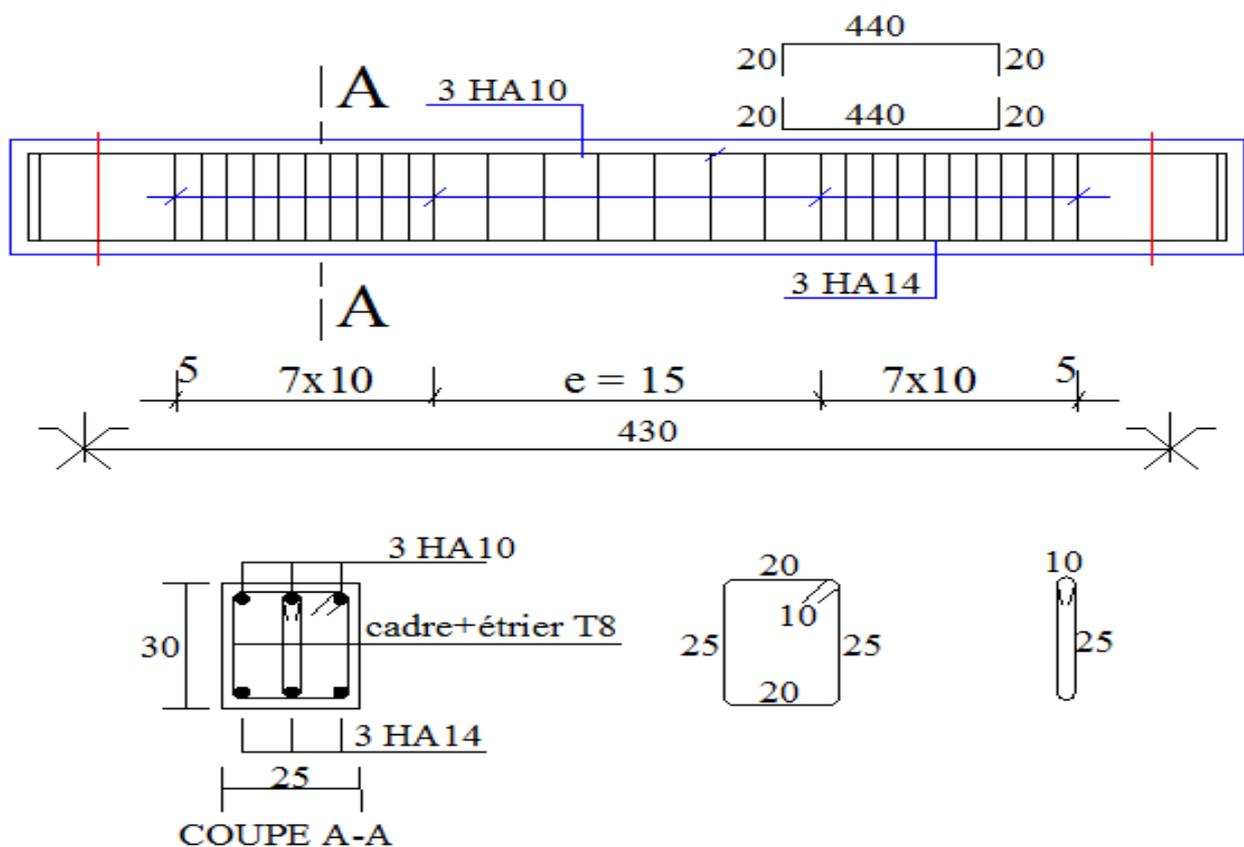
$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.006 < \frac{4.62}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- 3 HA14 = 4.62 cm²



III.G : Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III. G.1 : Prédimensionnement :

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19.66\text{cm} \leq h_t \leq 29.5\text{cm}$$

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

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

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

❖ Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 14 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 30 \text{ cm}$.

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

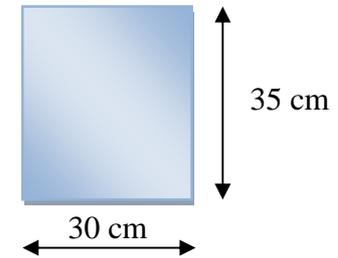


Figure III.G.1 : Section de la poutre palière.

III.G.2 : Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre: $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$.
- Charge d'exploitation ; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
- Effort tranchant à l'appui A :
- ELU: $R_U = 68.84 / 1\text{m} = 68.84 \text{ KN / ml}$.
- ELS: $R_S = 49.80 / 1 \text{ m} = 49.80 \text{ KN / ml}$.

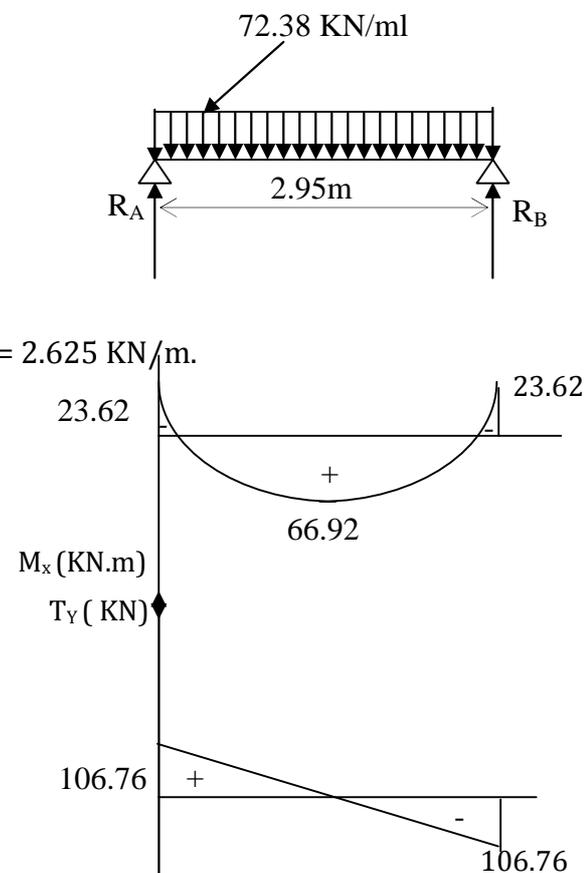


Figure III.G.2 : Schéma statique à l'ELU

III.G.3 : Calcul à l'ELU:**a) Combinaison à considérée :**

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times 2,625 + 68,84 = 72,38 \text{ KN/ml.} \\ q_u = 72,38 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + R_s = 2,625 + 49,80 = 52,42 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 52,42 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{72,38 \times 2,95}{2} = 106,76 \text{ KN}$$

c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 72,38 \times \frac{(2,95)^2}{8} \quad M_0 = 78,73 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$M_a = -0,30 M_0 = -23,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 66,92 \text{ KN.m}$$

d) Calcul les armatures longitudinales :

$$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 33 \text{ cm.}$$

❖ Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 23,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,62 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14,2)} = 0,050 < \mu_l = 0,392. \quad \longrightarrow \text{ S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,050 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{23,62 \times 10^3}{0,974 \times 33 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

❖ En travée :

$$M_u^t = 66,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66,92 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14,2)} = 0,140 < \mu_l = 0,392. \quad \longrightarrow \text{ S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,140 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,924$$

$$A_t = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{66,92 \times 10^3}{0,924 \times 33 \times 348} = 6,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A_t = 6 \text{ HA } 12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

III.G.4 : Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 < (A_t = 6.78 \text{ cm}^2, A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{106.76}{30 \times 33} = 0,107 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 106.76 \text{ KN} \leq 0,4 \times 30 \times 0,9 \times 33 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-3) :

❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,325 \times 0,30}{1,5} = 585 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 106.76 < 585 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence sur Les armatures:**

Il faut avoir :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(106.76 + \frac{-23.62}{0,9 \times 0,33} \right) = 0,078 \text{ cm}^2.$$

\longrightarrow Condition vérifiée

e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :

La contrainte d'adhérence d'entrainement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{106.76}{0.9 \times 33 \times (3 \times 3.14 \times 1.2)} = 0.318 MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3.15 MPa$$

$$\tau_{se} = 0.318 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa$$

➡ Condition vérifiée.

f) Calcul les armatures transversales :

❖ **Diamètre :**
$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 12 \right\} = 10 mm$$

On adoptera 1 cadre et un étrier en HA8

$$s_t \leq \min(0.9d, 40cm) = \min(29.7cm, 40cm) = 29.7cm \quad \text{Soit : } S_t = 10 cm.$$

❖ **Espacement :** selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

En appuis : $st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(8.75, 14.4, 30) \rightarrow St=7 cm$

En travée : $st \leq \frac{h}{2} = 17.5cm \rightarrow St=15cm$

III.G.5 : Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + R_s = 2.625 + 49.80 = 52.42 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 52.42 \text{ KN/ml}$$

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 52.42 \times \frac{2.95}{2} = 77.31 KN$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 52.42 \times \frac{2.95^2}{8} = 57.02 KN.m$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 57.02 = -17.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 57.02 = 48.47 \text{ KN.m}$$

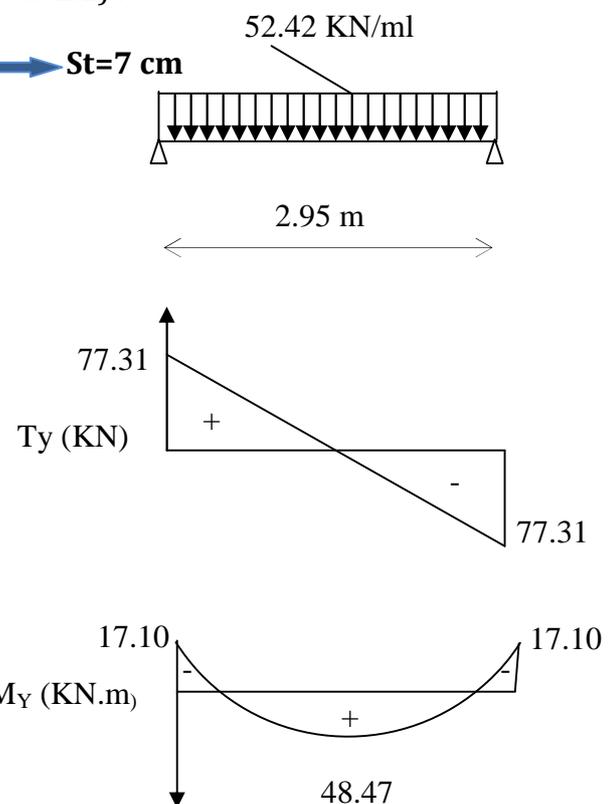


Figure III.G.3: Schéma statique à l'ELS

❖ **Etat limite de résistance à la compression dans le béton : (BAEL91/Art.4.5,2)**

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \cdot d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	46.88	6.78	0.647	0.882	0.036	237.56	8.55	15
appuis	16.55	3.39	0.324	0.911	0.024	162.39	3.90	15

Tableau III.G.1 : vérification a l'ELS.

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**
(BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

❖ **Vérification de la flèche : (BAEL.99/Artb6.5,2)**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{295} = 0.101 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.10 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{48.47}{10 \times 57.02} = 0.085 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour la poutre palière, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel **ETABS**.

Résultats:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **6 HA12 = 7.92 cm²** avec **S_t = 15 cm.**

Armatures en appuis : **3 HA 12 = 3.39 cm²** avec **S_t = 7 cm.**

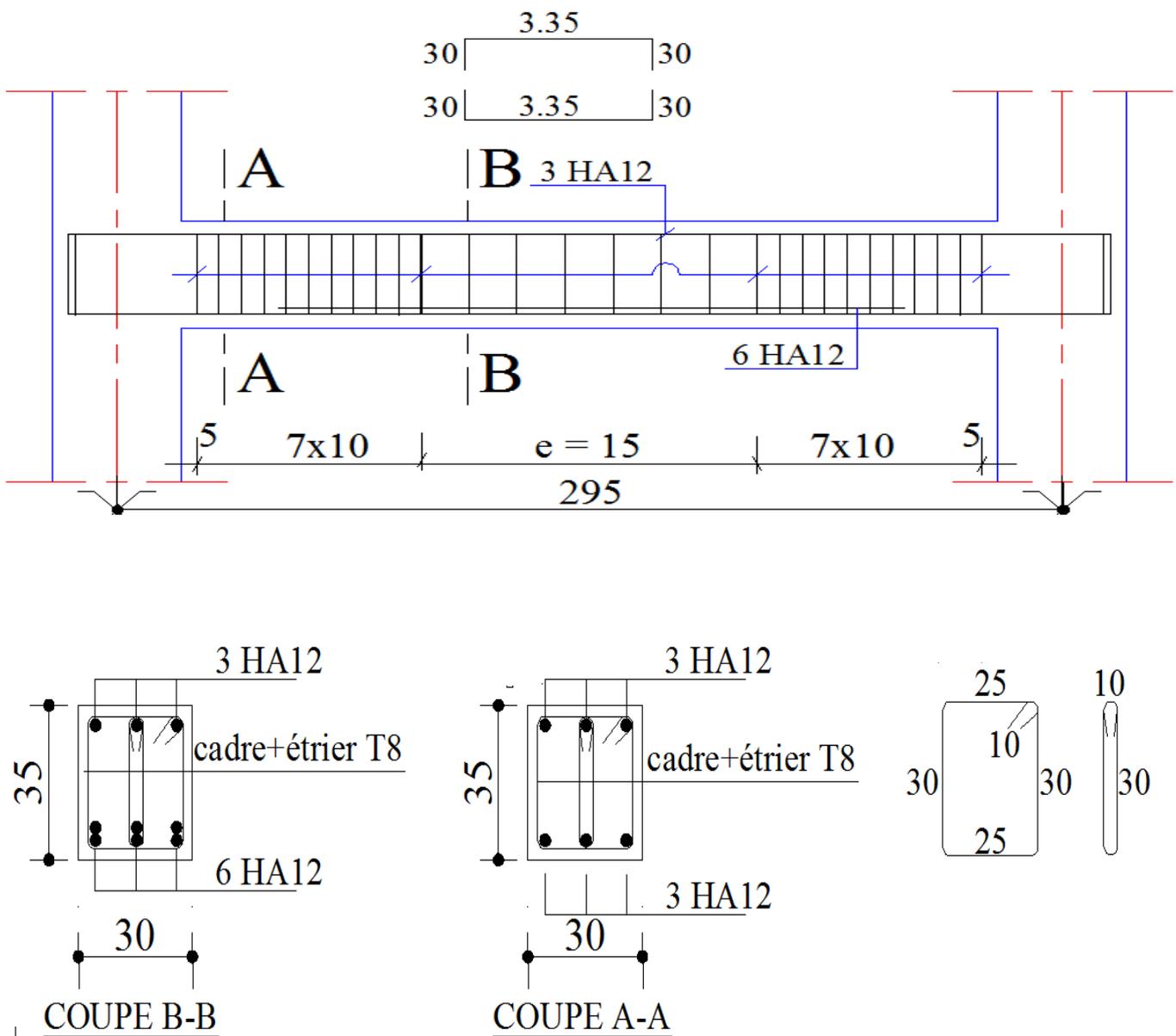


Figure III.G.4: Ferrailage de la poutre palière.

III.E : Calcul de la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

III.E.1 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1.75 \times 1.60 = 2.8 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1.40 \times 1.00 = 1.40 \text{ m}^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : $8t$ ($P=80 \text{ KN}$).

III.E.2-Calcul de la dalle pleine :**a) Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

On adopte : $h_t = 15 \text{ cm}$.

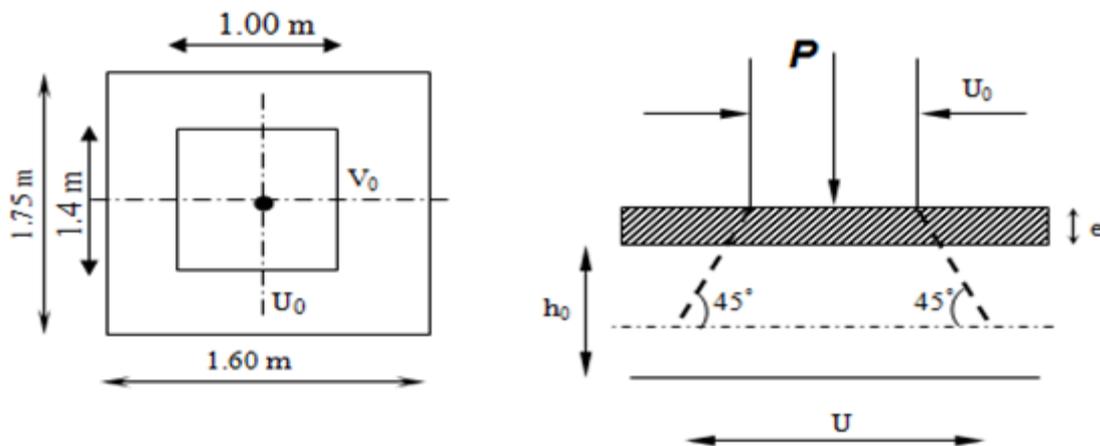


Figure III.E.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2xKxe + h_0 \\ V = V_0 + 2xKxe + h \end{cases}$$

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

K : 1, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$U_0 = 100$ cm.

$V_0 = 140$ cm.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

On remplace :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2xKxe + h_0 = 100 + 2x1x5 + 15 = 125 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2xKxe + h_0 = 140 + 2x1x5 + 15 = 165 \text{ cm.} \end{cases}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$, $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les

abaques de **PIGEAUD**.

ν : coefficient de poisson. **À l'ELU, $\nu = 0$**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.25}{1.60} = 0.78 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.65}{1.75} = 0.94$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0602$, $M_2 = 0.0598$.

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.0602 = 6.50 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.0598 = 6.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0448 ; \quad \mu_y = 0.798. \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0448 \times 6.56 \times 1.60^2 = 0.752 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.798 \times 0.752 = 0.600 \text{ KN.m} \end{cases}$$

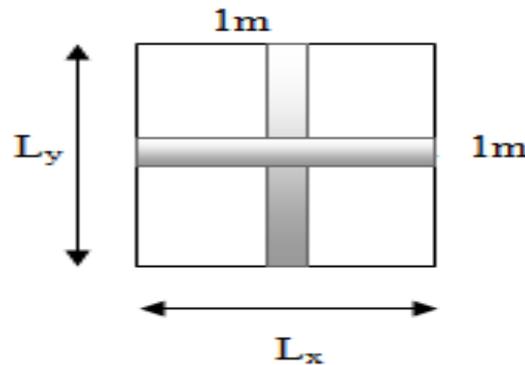


Figure III.E.2: Schema de dalle travail dans les 2 sens.

d) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.50 + 0.752 = 7.252 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.46 + 0.600 = 7.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

e) Ferraillage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 7.252 = 6.16 \text{ KN.m} \quad \text{avec } c = 3 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{6.16 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.030 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.816$$

$$A_{st} = \frac{6.16 \times 10^5}{0.816 \times 12 \times 34800} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times 7.252 = 2.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.18 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.18 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 7.06 = 6.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.00 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.03 < 0.39 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{6 \times 10^5}{0.985 \times 12 \times 34800} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = 0.3 \times 7.06 = 2.118 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.118 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.39 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.118 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$)** avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée (cm ²)	St max (cm)
Sur appuis	x-x	6.16	0.030	0.816	1.81	4HA10=3.14	25
	y-y	2.18	0.01	0.995	0.52	4HA10=3.14	25
En travée	x-x	6.00	0.03	0.985	1.46	4HA10=3.14	25
	y-y	2.118	0.01	0.995	0.51	4HA10=3.14	25

Tableau III.E.1 : Ferrailage de la dalle.

III.E.3 : Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

$\rho_0 = 0.8\%$, pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{160}{175} \right) = 1.25 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C- Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$$P \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P: charge de calcul à L'ELU

h_t: épaisseur totale de la dalle

U_c: périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.60+1.75) = 6.7\text{m}$$

$$P = 80 \leq 0.045 \times 6.7 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 753.75\text{KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D- Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a **U < V**, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.25 + 1.65} = 19.28\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.65} = 16.16\text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{19.28 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.161\text{MPa}$$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ \longrightarrow Condition est vérifiée.

E- Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\Phi_{\max} \leq h_0 / 10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15\text{ mm.}$$

Donc : $\Phi = 8\text{mm} < \Phi_{\max} = 15\text{mm}$ \longrightarrow Condition est vérifiée.

III.E.3 : Vérification à l'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**

$$\text{À L'ELS } \nu = 0.2 \quad ; \quad M_1 = 0.0602 \quad ; \quad M_2 = 0.0598$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 80(0.0602 + 0.2 \times 0.0598) = 5.77 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 80(0.2 \times 0.0602 + 0.0598) = 5.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0447 \quad ; \quad \mu_y = 0.8036$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \quad \begin{cases} M_{x2} = 0.0447 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.54 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.8036 \times 0.54 = 0.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = 5.77 + 0.54 = 6.31 \text{ KN.m} \\ M_y = 5.75 + 0.43 = 6.18 \text{ KN.} \end{cases}$$

d) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

- En travée :

$$M_s = 0.85 \times 6.31 = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.36 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00091 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.948$$

$$A_s = \frac{5.36 \times 10^5}{0.948 \times 12 \times 40000} = 1.18 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times 6.31 = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.89 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00033 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.968$$

$$A_s = \frac{1.89 \times 10^5}{0.968 \times 12 \times 40000} = 0.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans le sens de la grande portée :y-y**

• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 6.18 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.25 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00091 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.948$$

$$A_s = \frac{5.25 \times 10^5}{0.948 \times 12 \times 40000} = 1.15 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 6.18 = 1.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.85 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00032 \quad \text{d'ou} \quad \beta_s = 0.9685$$

$$A_s = \frac{1.85 \times 10^5}{0.9685 \times 12 \times 40000} = 0.4 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.E.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\text{Les aciers} \begin{cases} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e \text{ E 400} \end{cases} \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{266.67, 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens x-x :**

• **En travée :**

$$M_s = 5.36 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \quad \text{avec : } k_1 = 46.73 ; \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.36 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 154.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5360}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 154.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{154.79}{46.73} = 3.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.89 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.26 ; \quad k_1 = 46.73 ; \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.89 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 54.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.89 \times 1000}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 54.58 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{54.58}{46.73} = 1.17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

- **En travée :**

$$M_s = 5.25 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \quad k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.25 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 151.61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5250}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 151.6 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{151.61}{46.73} = 3.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.85 \text{KN.m} ; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.26 \quad k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1850}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 53.42 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1850}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 53.42 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{53.42}{46.73} = 1.14 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

On a adopté le même ferrailage pour les travées et les appuis **4HA10**

(3.14 cm² /ml), Avec un espacement de 25cm.

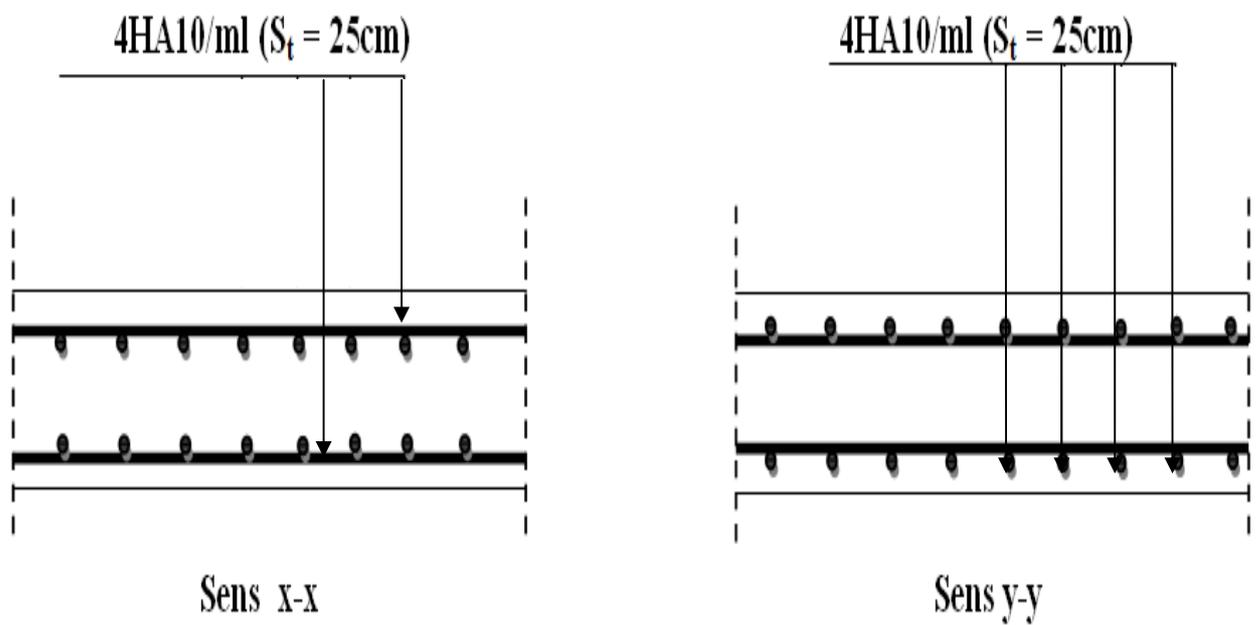


Figure III.E.3: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.E.5 : Calcul des cloisons en béton armé :

Par raison d'une grande excentricité, les murs de la salle machine seront réalisés en béton armé (avec un ferrailage minimum) mais ne participent pas au contreventement de la structure, leur calcul s'effectuera en deux étapes :

a) La descente de charge :

$$N_s = G_{\text{mur}} + G_{\text{dalle}} + G_{\text{machine}}.$$

$$N_{s10} = 80.04 + 10.50 + 80 = 170.54 \text{ KN}.$$

Niveau	G _{TOTAL} (KN)	N _s = cumule (KN)
10	170.54	170.54
9	53.71	224.25
8	53.71	277.96
7	53.71	331.67
6	53.71	385.38
5	53.71	439.09
4	53.71	492.80
3	53.71	546.51
2	53.71	600.22
1	61.78	662.00

Tableau III.E.2 : récapitulatif de la descente de charge.

b) Ferrailage des cloisons :**❖ Armatures verticales sous les sollicitations N_s a la base du la cloison :**

NOTE : Dans le ferrailage des cloisons on considère que le moment égal a zéro.

$$\text{Soit : } L = 2.00 \text{ m, } e = 0.12 \text{ m, } B = 0.24 \text{ m}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = 662.00 / 0.24 = 2758.34 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = 662.00 / 0.24 = 2758.34 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 2758.34 \text{ KN/m}^2$$

➤ On admet que la section est entièrement comprimée :

$$\text{Soit : } d = 0.66 \text{ m}.$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_i}{2} \cdot d \cdot e$$

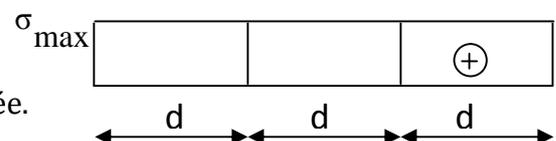


Figure III.E.3: Section entièrement comprimée.

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L-d)\sigma_{\max}}{L} = 1849 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{1849 + 2758.34}{2} \times 0.66 \times 0.12 = 182.45 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{182.45 \times 10}{400} = 4.56 \text{ cm}^2$$

$$Av1/\text{nappe} = 2.28 \text{ cm}^2.$$

- **Même chose pour les autres bandes.**

❖ **Armatures verticales minimales : (BAEL91/Art A.8.1, 21).**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$0.2\% \leq (A_{\min}/B) \leq 0.5\%$$

Soit à calculer le ferrailage du mur dont les caractéristiques géométriques sont :

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2\% \leq (4 / 0.24) = 0.166 \% \leq 0.5\%$$

- **On prend : 6HA10 (A = 4.71 cm²) Avec : St = 10 cm.**

❖ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après BAEL 91 : } A_h = A_v / 4 = 4.71 / 4 = 1.177 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après RPA modifié 2003 : } A_h \geq 0.15\% \times B = 0.15\% \times 0.24 \times 10^4 = 3.60 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : 6HA10 (A = 4.71 cm}^2) \quad \text{Avec : St = 10 cm.}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\text{Soit 4 épingles de HA8 / m}^2.$$

Remarque : Vu que la section d'armature trouvée à la base de la cloison n'est pas très grande alors on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

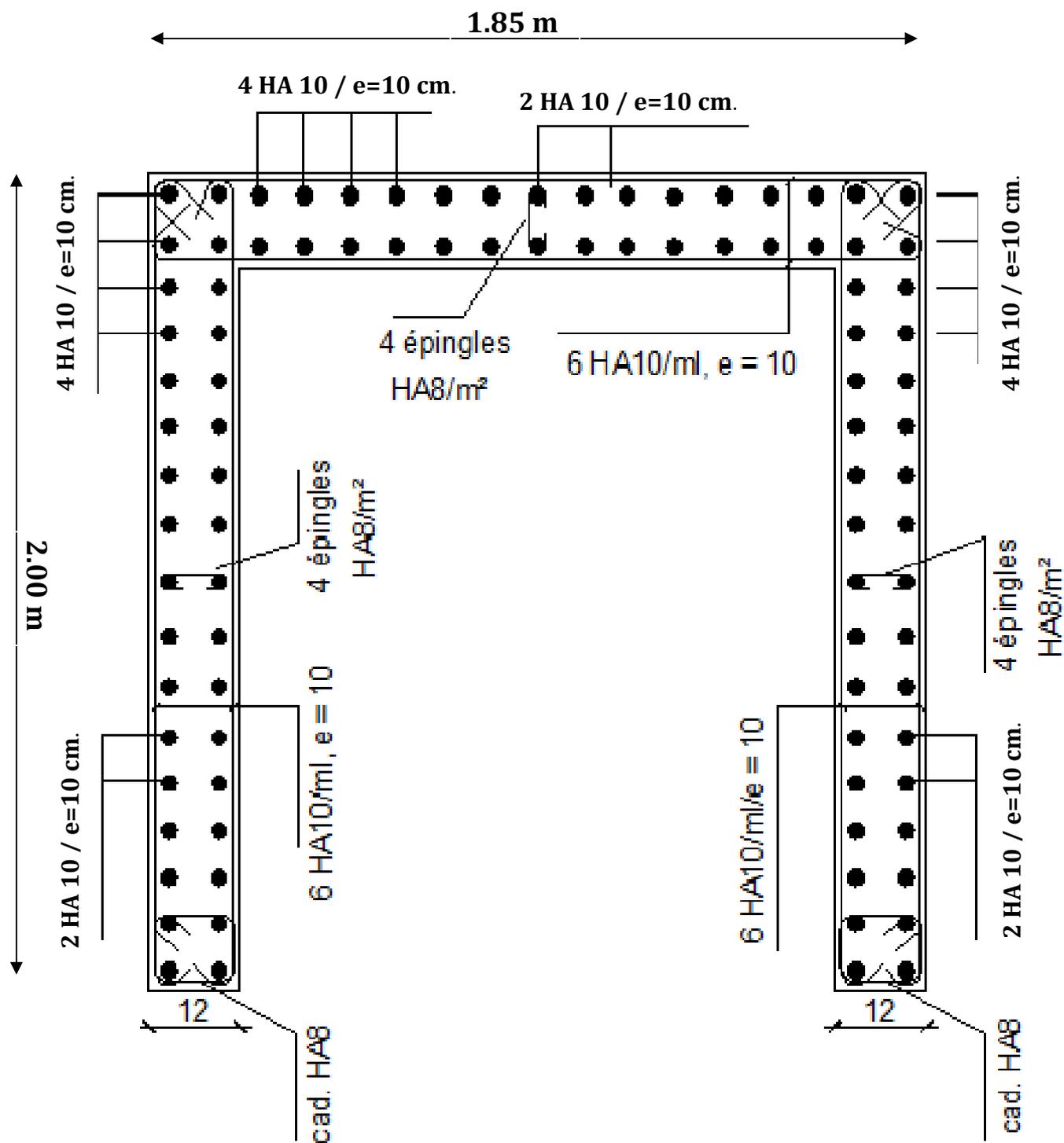


Figure III.E.4: Ferrailage de la cloison de la cage d'ascenseur.

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

IV.1 : Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel '**ETABS**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.2 : Méthode de calcul : On distingue deux cas:

- **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).
- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :
 - ✓ La méthode statique équivalente.
 - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
 - ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de

certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.3 : Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.4 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

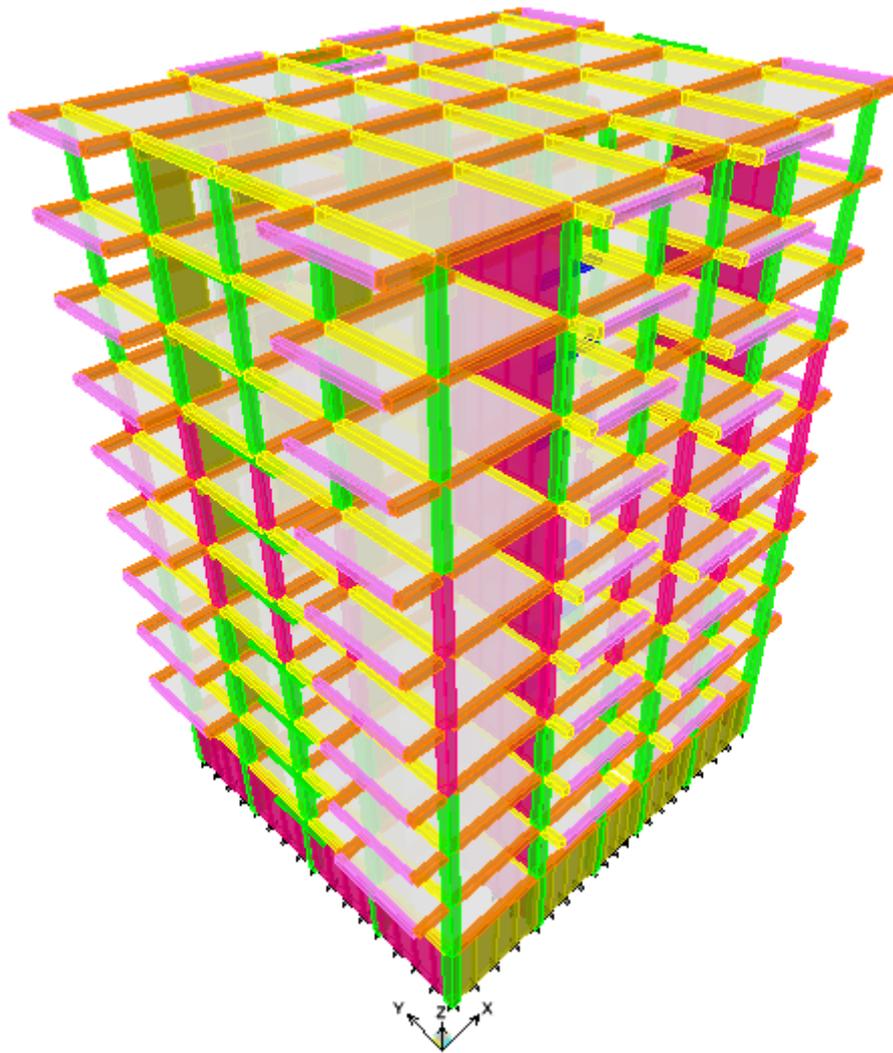


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

IV.5 : Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition : Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$ **Formule (4-4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

A) Le site : Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique de sol, donc on prend **site meuble S3. (Article 3.3.1 de RPA)**.

B) La zone : zone III a **BOUMERDES** grande sismicité. **(ANNEXE 1 de RPA)**.

C) Le groupe d'usage : groupe 2 selon **(Article 3.2 de RPA)**.

D) Remplissage : dense d'après **(Tableau 4.2 de RPA)**.

E) Calcul du facteur de qualité Q : **(Tableau 4.4 de RPA)**

Tableau donnant les valeurs des pénalités Pq :

❖ **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	Q _l = 1.05

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

❖ **Sens transversal :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	$Q_t = 1.00$

Tableau IV.2: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable $Q = 1.05$.

F) Etude de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :

Pour déterminer la valeur de Coefficient de comportement R , on va effectuer le calcul de type de contreventement, pour cela on va calculer les inerties dans les voiles et les portiques :

F.1 - Calcul des inerties des voiles :

Note : Notre structure présente à la base un voile périphérique de soutènement, pour ne pas avoir l'influence de son inertie on détache cette étage de la structure, et on effectue le calcul on considère le reste des niveaux.

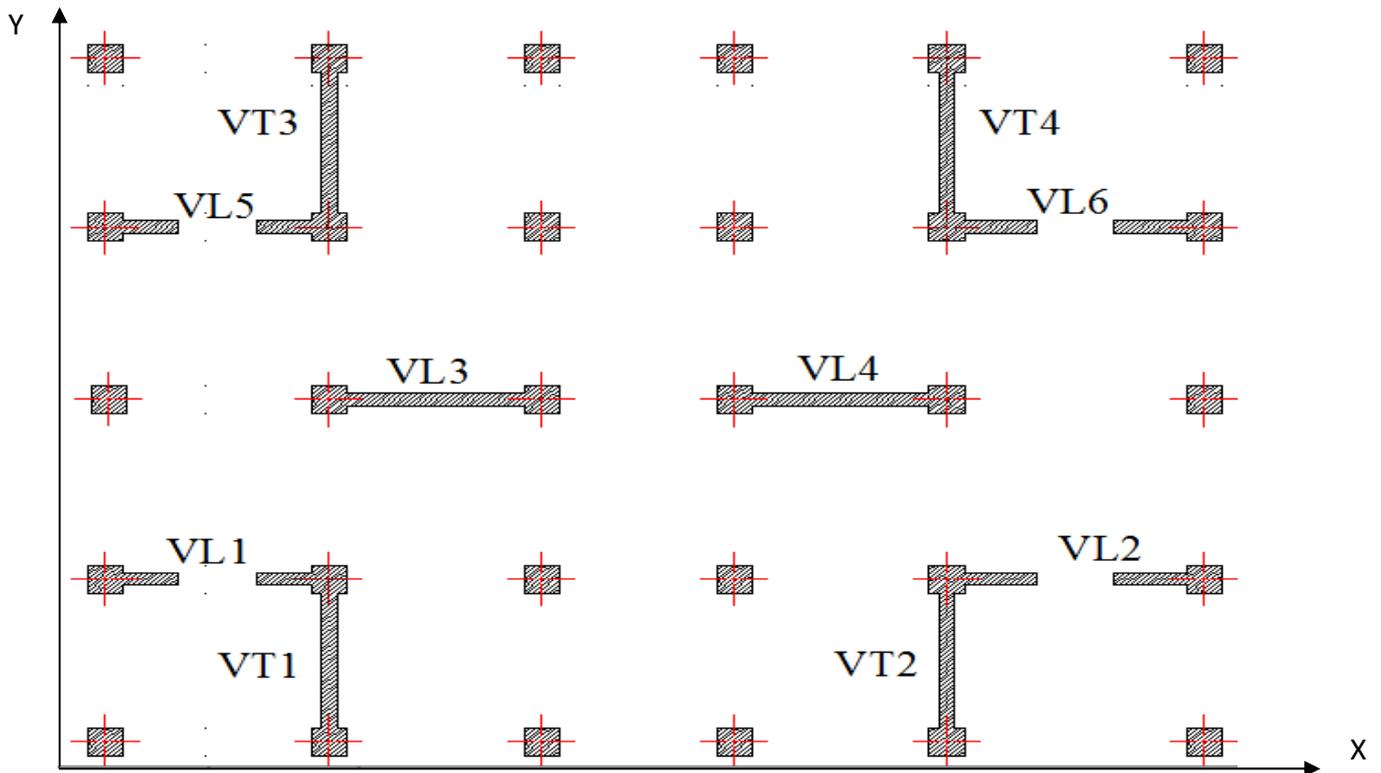


Figure IV.2: Disposition des voiles dans le RDC et les étages courants.

Remarque: Il est remarquable que notre structure comporte deux types des voiles, voile pleine et voiles avec une file d'ouverture.

Refend plein $\Rightarrow I_e = \frac{el^3}{12}$.

Pour une charge triangulaire: Refend à une file d'ouverture $I_e = \frac{a_n \times I}{\frac{60}{11} \times \frac{2mc}{I_o} \times \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$

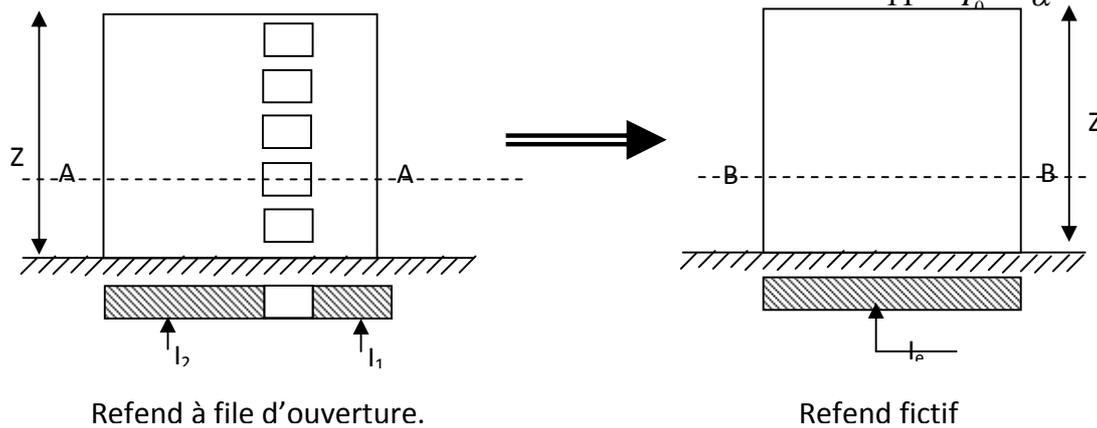


Figure IV.3 : Voile pleine et voile avec une file d'ouverture

➤ **Inertie des refends pleine:**

$$I = \frac{el^3}{12}.$$

Avec :

I_x et I_y : inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

$h_{\text{étage}}$: hauteur d'étage.

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile dans le sens considéré.

➤ **Inertie équivalente des refends avec une seule ouverture :**

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc \psi_0}{11 I_0 \alpha^2} + 1}$$

Avec :

$$I_0 = I_1 + I_2 \quad A_0 = A_1 + A_2 \quad I = I_0 + 2mc \quad m = \frac{2.c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

• **Inertie du linteau :**

$$i = \frac{eB^3}{12} \quad \omega^2 = \frac{3E'iIc}{EI_0 mha^3} \quad \alpha = \omega.H \quad f = h / H$$

Avec :

α : Degré de monolithisme.

ω : Coefficient de monolithisme.

E : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant les éléments de refend.

E' : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant les linteaux

a : Demi-portée de l'ouverture.

i : Inertie du linteau.

I_0 : Somme des inerties des éléments.

e : Épaisseur du linteau.

h : Hauteur d'étage.

B : Hauteur du linteau.

ψ_0 : Coefficients tirés du graphe en fonction de f et α

A_1, A_2 : aires des éléments de refend.

H : hauteur totale du bâtiment.

$2c$: distance entre les centres de gravité des trumeaux.

m : moment statique dans chaque trumeau par apport au CDG de l'ensemble.

Remarque : La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux.

➤ **Application : (on prend le voile de dernier étage comme exemple voile1)**

$$I_0 = I_1 + I_2$$

$$I_1 = I_2 = \frac{0,20 \times (1,88)^3}{12} = 0,11 \text{ m}^4$$

$$I_0 = 2 \times 0,11 = 0,22 \text{ m}^4$$

$$A_1 = A_2 = 0,20 \times 1,88 = 0,376 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{3,08}{\frac{1}{0,376} + \frac{1}{0,376}} = 0,58 \text{ m}^4$$

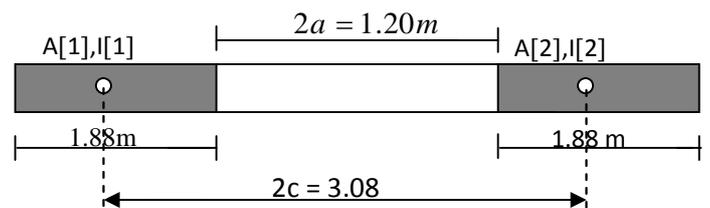


Figure IV.5 : Voile avec ouverture

$$I = I_0 + 2mc = 0,22 + 3,08 \times 0,58 = 2 \text{ m}^4$$

• **Inertie des linteaux:**

$$i = \frac{eB^3}{12} = \frac{0,20 \times (0,86)^3}{12} = 0,01 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3E'iIc}{EI_0 m h a^3} \quad \text{Avec : } E = E' = 32164,195 \text{ daN/cm}^2$$

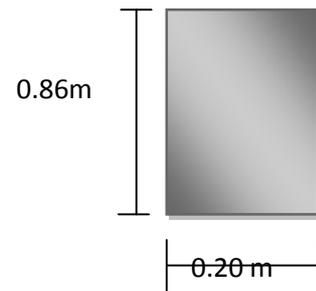


Figure IV.6 : linteau du voile

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0,01 \times 2 \times 1,54}{0,22 \times 0,58 \times 3,06 \times 0,6^3} = 1,095$$

$$\omega = \sqrt{1,095} = 1,04 \rightarrow \alpha = \omega \times H = 1,04 \times (31,06) = 32,30$$

$$\psi_0 = 0,57 \quad I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc\psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1} = \frac{2}{\frac{60 \times 3,08 \times 0,58 \times 0,57}{11 \times 0,22 \times (32,30)^2} + 1} = 1,95 \text{ m}^4$$

Note : de la même façon pour d'autre niveau.

➤ Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

❖ L'inertie des voiles dans le sens longitudinale (x-x) :						
sens transversal (Ix)					La somme des rigidités	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	I_x (m⁴)	I_x (m⁴) des niveaux	I_x (m⁴) totale
6.7.8	VL1	4.95	0.2	1.95	9.88	29.64
	VL2	4.95	0.2	1.95		
	VL3	3.97	0.2	1.04		
	VL4	3.97	0.2	1.04		
	VL5	4.95	0.2	1.95		
	VL6	4.95	0.2	1.95		
3.4.5	VL1	5.05	0.2	2.07	10.52	31.56
	VL2	5.05	0.2	2.07		
	VL3	4.07	0.2	1.12		
	VL4	4.07	0.2	1.12		
	VL5	5.05	0.2	2.07		
	VL6	5.05	0.2	2.07		
RDC.1.2	VL1	5.15	0.2	2.20	11.22	33.66
	VL2	5.15	0.2	2.20		
	VL3	4.17	0.2	1.21		
	VL4	4.17	0.2	1.21		
	VL5	5.15	0.2	2.20		
	VL6	5.15	0.2	2.20		
L'inertie totale					94.86	
Inertie moyen					10.54	

Tableau IV.3 : L'inertie des voiles dans le sens longitudinale (x-x).

❖ L'inertie des voiles dans le sens transversale (y-y) :						
Sens longitudinal (I y)					La somme des rigidités	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	I_x (m⁴)	I_x (m⁴) des niveaux	I_x (m⁴) totale
6.7.8	VT1	4.55	0.2	1.57	6.28	18.84
	VT2	4.55	0.2	1.57		
	VT3	4.55	0.2	1.57		
	VT4	4.55	0.2	1.57		
3.4.5	VT1	4.65	0.2	1.67	6.68	20.04
	VT2	4.65	0.2	1.67		
	VT3	4.65	0.2	1.67		
	VT4	4.65	0.2	1.67		
RDC. 1.2	VT1	4.75	0.2	1.78	7.12	21.36
	VT2	4.75	0.2	1.78		
	VT3	4.75	0.2	1.78		
	VT4	4.75	0.2	1.78		
L'inertie totale						60.24
Inertie moyen						6.69

Tableau IV.4 : L'inertie des voiles dans le sens transversale (y-y).

F.2- Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : inertie fictive du portique au niveau n .

f_n : flèche du refend au même niveau n .

Δ_n : déplacement du portique au niveau n .

D_n : déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

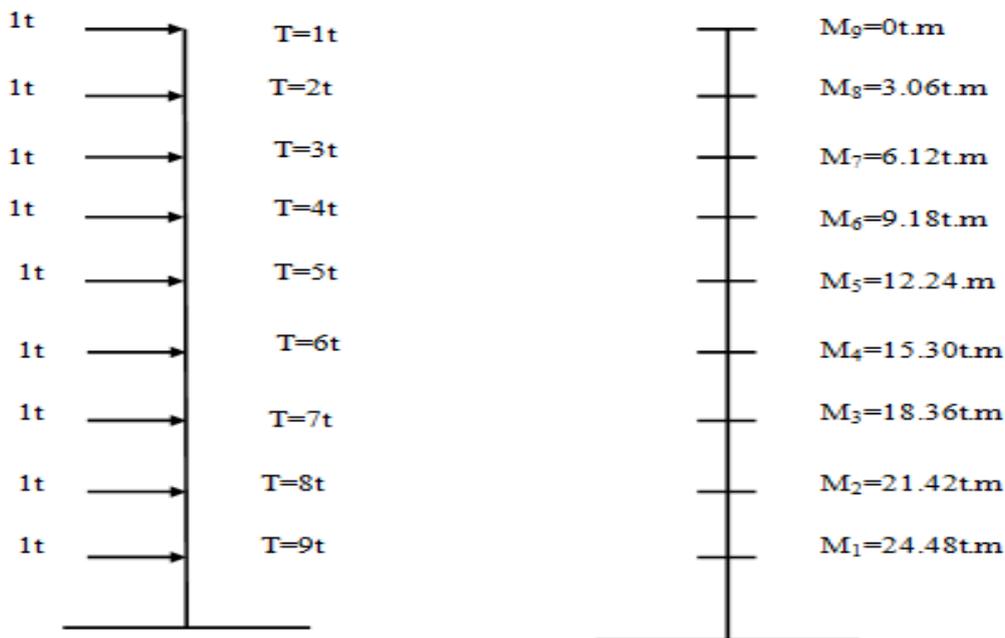


Figure IV.7: Système de forces horizontales et efforts tranchants.

Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

La flèche est donnée par la rotation : $f_i = \sum \frac{S_i \times d_i}{EI}$

S_i : surface de trapèze.

d_i : distance inter le centre de gravite de trapèze et le niveau considéré.

Avec :

$$S_i = (B+b) \times \frac{h}{2}$$

$$d = \frac{2B+b}{3 \cdot (B+b)} \times h$$

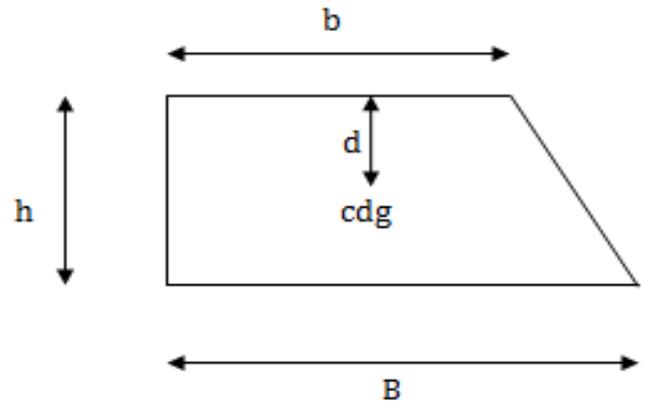


Figure IV.8 : Schéma de calcule de la flèche

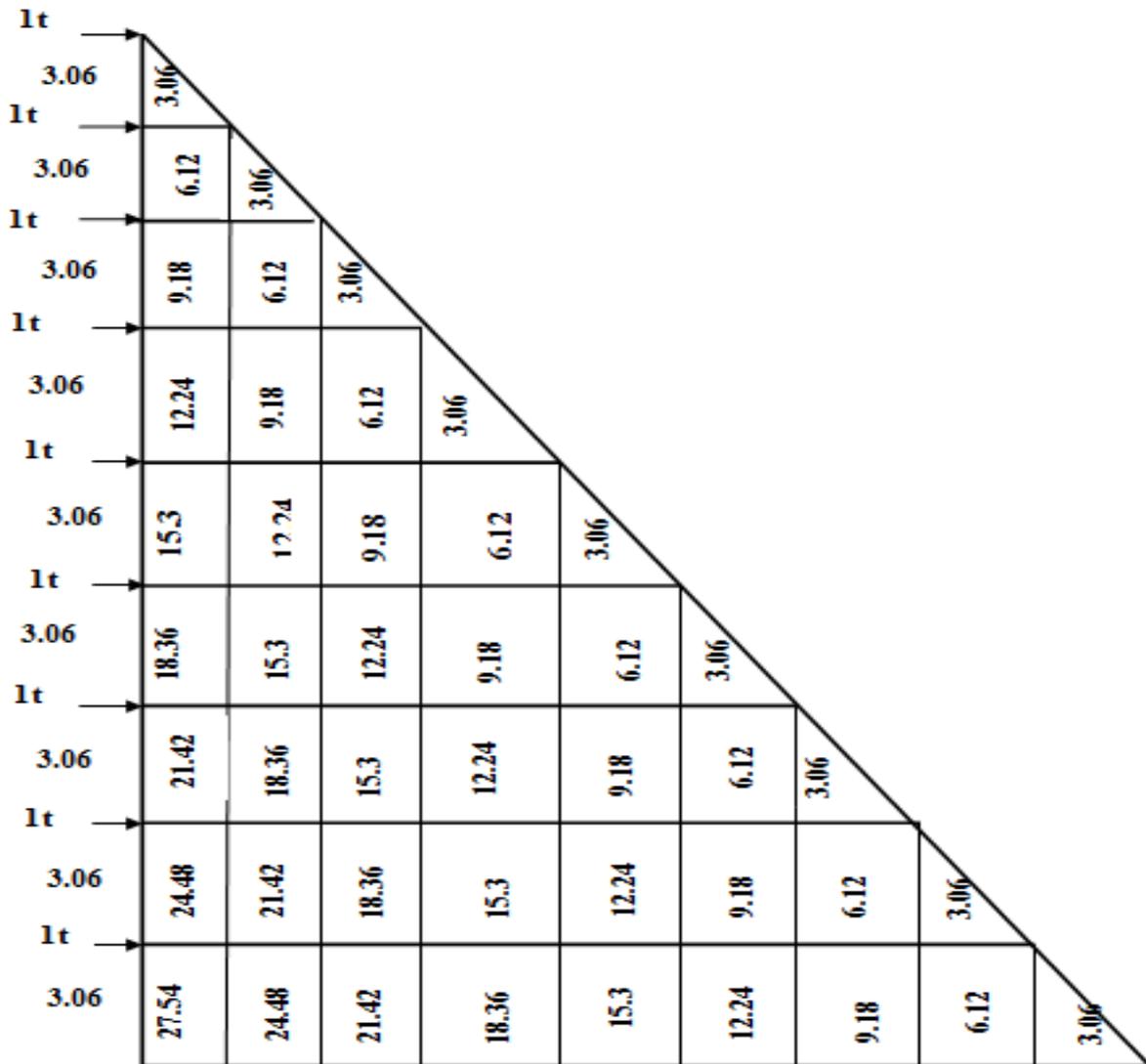


Figure IV.9 : Diagramme des moments.

les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau

Niv.	h (m)	B _i (m)	b _i (m)	d _i (m)	S _i (m ²)	S _i . d _i (m ³)	f _i x EI
8	3.06	3.06	0	2.040	4.682	9.551	27075.80
7	3.06	9.18	3.06	1.785	18.727	33.428	22997.57
6	3.06	18.36	9.18	1.700	42.136	71.632	18952.78
5	3.06	30.60	18.36	1.658	74.909	124.161	14998.72
4	3.06	45.90	30.6	1.632	117.045	191.017	11221.31
3	3.06	64.24	45.9	1.615	168.545	272.2	7736.44
2	3.06	85.68	64.26	1.603	229.408	367.709	4684.90
1	3.06	110.16	85.68	1.594	299.635	477.544	2239.88
RDC	3.06	137.70	110.16	1.587	379.226	601.83	601.83

Tableau IV.5 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{379.226 \times 1.587}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{379.226 \times 4.647 + 299.635 \times 1,594}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{02} = \frac{4684.90}{EI} ; f_{03} = \frac{7736.44}{EI} ; f_{04} = \frac{11221.31}{EI}$$

$$f_{05} = \frac{14998.72}{EI} ; f_{06} = \frac{18952.78}{EI} ; f_{07} = \frac{22997.57}{EI} ; f_{08} = \frac{27075.80}{EI}$$

a) Calcul des déplacements des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n x h$$

$$\text{avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum_{i=1}^n \Delta_n$

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E.\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E.\theta_1 = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h_n$$

T_n : effort tranchant au niveau n .

$$\sum K_m : \text{Somme des raideurs des poutres du } n^{\text{ième}} \text{ niveau, } K = \frac{I_m}{L_n}$$

$$\sum K_{pn} : \text{Somme des raideurs des poteaux du } n^{\text{ième}} \text{ niveau, } K = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : hauteur libre d'étage.

L_n : portée libre des poutres.

E : module d'élasticité.

D_n : déplacement du portique au $n^{\text{ième}}$ niveau.

F_n : Flèche du $n^{\text{ième}}$ niveau.

Remarque:

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Sens longitudinal :

Niv	H(m)	Mn	Mn+1	$\sum K_p(m^3)$	$\sum K_t(m^3)$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EIF	If Niv (m ⁴)
8	3.06	3.06	0.00	0.012	0.0062	20.56	62.37	190.85	6399.56	27075.80	4.23
7	3,06	6.12	3.06	0.012	0.0062	61.69	124.75	381.73	6208.71	22997.57	3.70
6	3,06	9.18	6.12	0.012	0.0062	102.82	164.74	504.10	5826.98	18952.78	3.25
5	3,06	12.24	9.18	0.021	0.0063	141.67	210.47	644.03	5322.88	14998.72	2.82
4	3,06	15.30	12.24	0.021	0.0063	182.14	262.85	804.32	4678.85	11221.31	2.40
3	3,06	18.36	15.30	0.021	0.0063	222.62	313.66	959.80	3874.53	7736.44	2.00
2	3,06	21.42	18.36	0.033	0.0064	258.98	333.07	1019.19	2914.73	4684.90	1.61
1	3,06	24.48	21.42	0.033	0.0064	298.83	380.57	1164.54	1895.54	2239.88	1.18
RDC	3,06	27.54	24.48	0.033	0.0064	338.67	238.89	731.00	731.00	601.83	0.82
Inertie totale											22.01
Inertie moyennes											2.44

Tableau IV.6 : Les valeurs des inerties des portiques dans le sens longitudinal.

Sens transversal :

Niv	H(m)	Mn	Mn+1	$\Sigma Kp(m^3)$	$\Sigma Kt(m^3)$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\Sigma E\Delta_i$	EIF	If Niv(m ⁴)
8	3.06	3.06	0.00	0.012	0.0054	23.61	68.47	209.52	7328.79	27075.80	3.69
7	3,06	6.12	3.06	0.012	0.0054	70.83	136.94	419.04	7119.27	22997.57	3.23
6	3,06	9.18	6.12	0.012	0.0054	118.05	203.91	623.96	6700.23	18952.78	2.83
5	3,06	12.24	9.18	0.021	0.0055	162.27	234.02	716.11	6076.27	14998.72	2.45
4	3,06	15.30	12.24	0.021	0.0055	208.63	292.53	895.14	5360.16	11221.31	2.09
3	3,06	18.36	15.30	0.021	0.0055	255.00	348.35	1065.94	4465.02	7736.44	1.73
2	3,06	21.42	18.36	0.033	0.0056	295.98	397.23	1215.53	3399.08	4684.90	1.38
1	3,06	24.48	21.42	0.033	0.0056	390.31	450.50	1378.53	2183.55	2239.88	1.02
RDC	3,06	27.54	24.48	0.033	0.0056	387.05	263.08	805.02	805.02	601.83	0.74
Inertie totale											19.16
Inertie moyennes											2.13

Tableau IV.6 : Les valeurs des inerties des portiques dans le sens transversal.

C) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

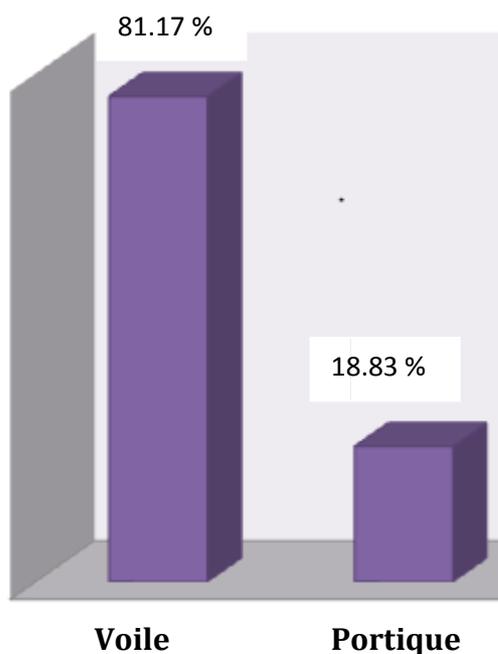
	Inertie totale des niveaux (m ⁴)	% de participation
Inertie totale des voiles	94.86	81.17 %
Inertie totale des portiques	22.01	18.83 %
Voiles + portique	116.87	100 %

Tableau IV.7 : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

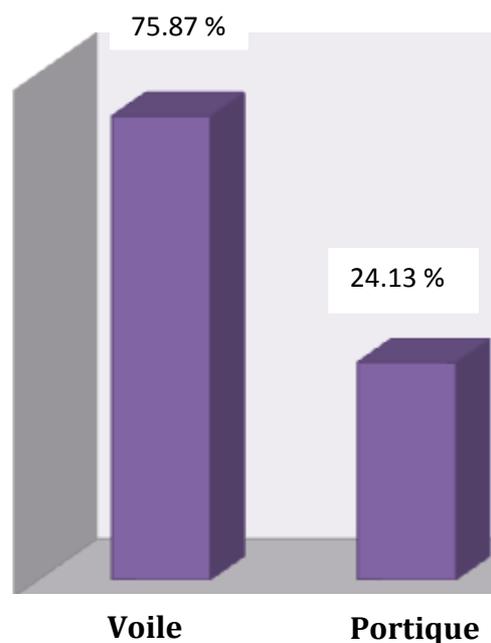
❖ **Sens transversal (Y-Y) :**

	Inertie totale des niveaux (m ⁴)	% de participation
Inertie totale des voiles	60.24	75.87 %
Inertie totale des portiques	19.16	24.13 %
Voiles + portique	79.40	100 %

Tableau IV.8 : Les valeurs des inerties dans le sens transversal.



% de participation dans le sens longitudinale



% de participation dans le sens transversale

Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,

Donc notre structure est contreventée par voiles : (Article 3.4, 4.b)

D'où le coefficient de comportement $R = 4$: (Tableau 4.3 .RPA 99 modifié 2003)

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau suivant :

caractéristiques	Désignation	Article de RPA
Le site	S3	Article 3.3.1
La zone	III	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteurs de qualité Q	1.05	Tableau 4.4
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3

Tableau IV.9 : Caractéristiques du spectre de réponse.

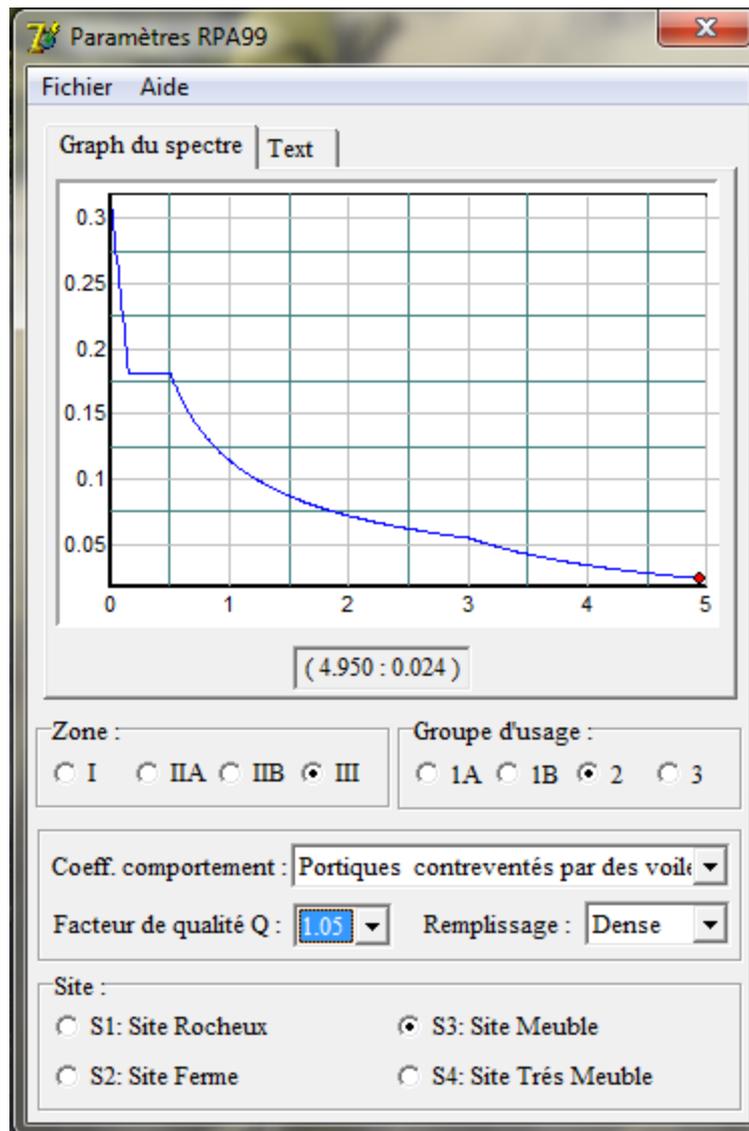


Figure IV.10 : Spectre de réponse de calcul.

IV.6 : Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

IV.6.1 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

Il faut vérifier que : $V_t < 0.80 V$ (Art 4.3.6 de RPA)

V_t : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

Pour le calcul de la valeur de V on va se baser sur **la méthode statique équivalente**.

Soit :
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Art 4, 2,3) RPA99}$$

Application :

- a) **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : A=0.25

- b) **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 de RPA)}$$

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 de RPA)

$T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad \text{(Formule 4.3 de RPA)}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 de RPA)

On prend : $\xi = (10+7) / 2 = 8,5 \%$.

D'où : $\eta = 0.85 > 0,7$

T : La période fondamentale donnée par le logiciel ETABS, **T = 0.614 s.**

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{Car: } T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.614 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

Donc : D=1.85.

- c) **R** : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : R = 4.

- d) **Q** : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 + \Sigma P_a$

Q = 1,05 pour le sens longitudinal.

Q = 1,00 pour le sens transversal.

- e) **W** : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation : $\beta=0,20$.

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Poids en (KN)	5260.31	3954.27	3875.15	3875.15	3777.62	3777.62	3777.61	3691.56	3691.57	3731.62
Poids totale KN	39412.46									

Tableau IV.10 : Poids de chaque niveau.

• **Résumé des résultats :**

Paramètres	Résultats	Article de RPA.
A	0,25	Tableau 4.1
Q _{LOG}	1.05	Tableau 4.4
Q _{TRAN}	1.00	
R	4	Tableau 4.3
D	1.85	Formule 4.2
W _T	39412.46	Tirer de l'ETABS

Tableau. IV.11 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.

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

$$V_L = \frac{(0.25 \times 1.85 \times 1.05 \times 39412.46)}{4} = 4784.92 \text{ KN}$$

$$V_T = \frac{(0.25 \times 1.85 \times 1.00 \times 39412.46)}{4} = 4557.06 \text{ KN}$$

Vérification :

- Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = 4581.34 \text{ KN} > 0.8 \times 4784.92 = 3827.94 \text{ KN.}$$

- Sens y-y :

$$V_{\text{etabs}} = 4088.89 \text{ KN} > 0.8 \times 4557.06 = 3645.65 \text{ KN.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.6.2 : 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.

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

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec: δ_k : déplacement du aux forces sismique. 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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
10	0.0176	0.0221	0.0022	0.0029	0.0306	OK
9	0.0154	0.0192	0.0023	0.0030	0.0306	OK
8	0.0131	0.0162	0.0024	0.0030	0.0306	OK
7	0.0107	0.0132	0.0023	0.0029	0.0306	OK
6	0.0084	0.0103	0.0022	0.0028	0.0306	OK
5	0.0062	0.0075	0.0021	0.0025	0.0306	OK
4	0.0041	0.0050	0.0017	0.0021	0.0306	OK
3	0.0024	0.0029	0.0014	0.0017	0.0306	OK
2	0.0010	0.0012	0.0008	0.0010	0.0306	OK
1	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0351	OK

Tableau. IV-12: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

IV.6.3 : Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.06}{500} = 0.062.$$

f: La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sens longitudinal :**

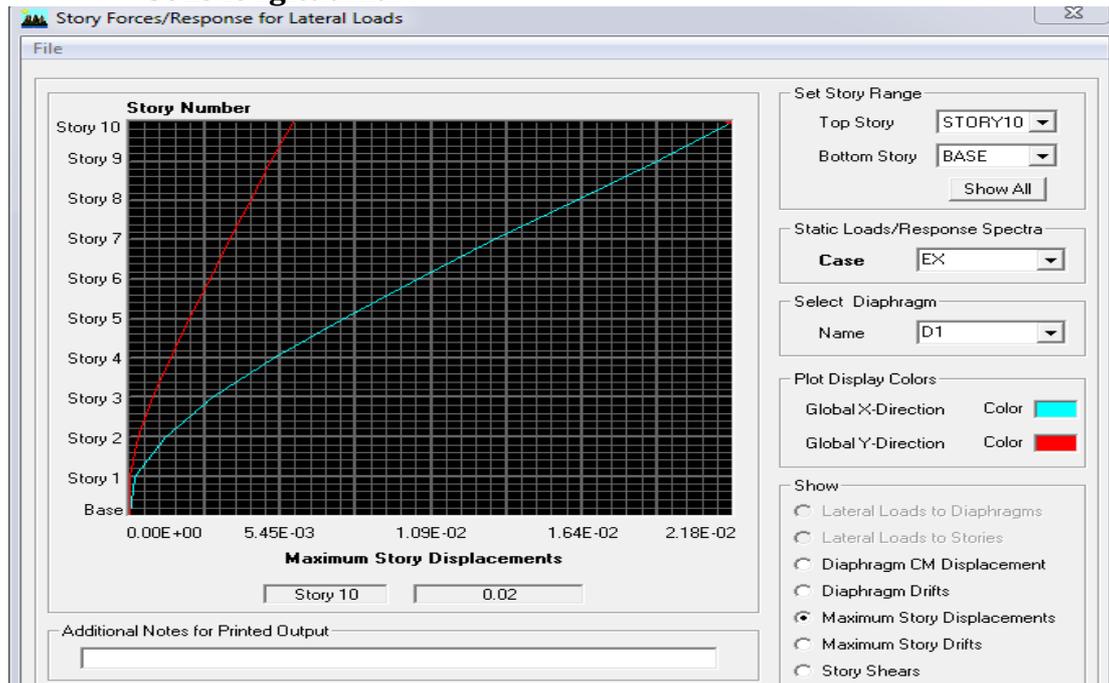


Figure IV.11 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.06}{500} = 0.062 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Sens transversal :**

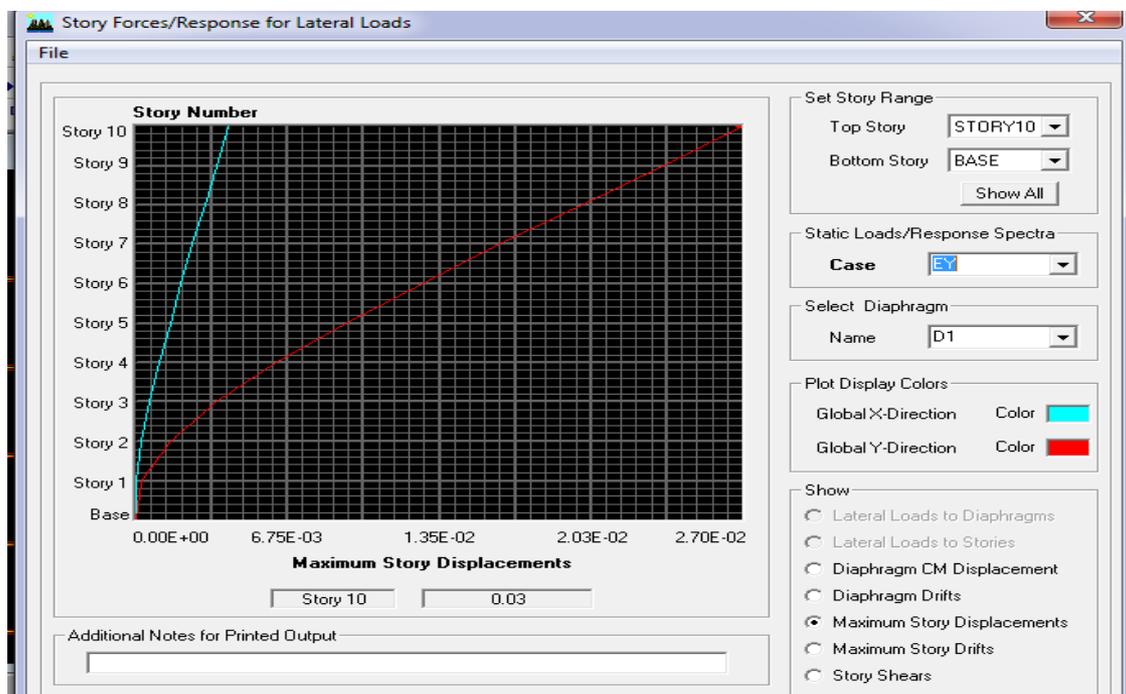


Figure IV.12 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0.03 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.06}{500} = 0.062 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

IV.6.4 : Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 de RPA)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.614039	0	62.2995	0	0	62.2995	0	96.4366	0	0
2	0.605147	0.4401	0	0	0.4401	62.2995	0	0	0.6755	62.4806
3	0.525827	63.3146	0	0	63.7546	62.2995	0	0	96.4028	0.3847
4	0.14773	0.0912	0	0	63.8459	62.2995	0	0	0.0112	17.7296
5	0.13563	0	19.2331	0	63.8459	81.5325	0	2.7245	0	0
6	0.126882	18.3352	0	0	82.1811	81.5325	0	0	2.1467	0.0868
7	0.069512	0.0168	0	0	82.1979	81.5325	0	0	0.0013	5.3302
8	0.059732	0	6.8985	0	82.1979	88.431	0	0.5054	0	0
9	0.058511	6.0026	0	0	88.2005	88.431	0	0	0.4241	0.0219
10	0.045043	0.0059	0	0	88.2064	88.431	0	0	0.0003	2.47
11	0.037018	3.2448	0	0	91.4512	88.431	0	0	0.1269	0.0104
12	0.036943	0	3.6751	0	91.4512	92.1061	0	0.1491	0	0

Tableau IV.13 : Période et participation massique.

Dans notre cas : Le nombre de mode à considérer est tout les modes qui sont donné par l'ETABS **12 modes**.

❖ **Le mode fondamentale :**

D'après les résultats qui sont données par l'ETABS dans le tableau ci dessus on remarque que le mode fondamentale est le troisième mode qui nous donne un pourcentage maximum de participation **63.3146 %** de translation.

IV.6.5 : Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas ou il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

- **Suivant le sens x-x** : $L_x = 23.05$ m

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$

Niveaux	Diaphragme	X_{C_M}	X_{C_R}	$ C_M - C_R $	5% L_x	Vérifications
1	D1	11.515	11.515	0	1.1525	OK
2	D2	11.515	11.515	0	1.1525	OK
3	D3	11.515	11.515	0	1.1525	OK
4	D4	11.515	11.515	0	1.1525	OK
5	D5	11.515	11.515	0	1.1525	OK
6	D6	11.515	11.515	0	1.1525	OK
7	D7	11.515	11.515	0	1.1525	OK
8	D8	11.515	11.515	0	1.1525	OK
9	D9	11.515	11.515	0	1.1525	OK
10	D10	11.515	11.515	0	1.1525	OK

Tableau IV.14 : Excentricité suivant x-x

- **Suivant le sens y-y** : $L_y = 19.46$ m

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$

Niveaux	Diaphragme	Y_{C_M}	Y_{C_R}	$ C_M - C_R $	5% L_y	Vérifications
1	D1	9.620	9.729	0.109	0.973	OK
2	D2	9.733	9.727	0.006	0.973	OK
3	D3	9.883	9.726	0.157	0.973	OK
4	D4	9.885	9.724	0.161	0.973	OK
5	D5	9.886	9.722	0.164	0.973	OK
6	D6	9.886	9.719	0.167	0.973	OK
7	D7	9.888	9.717	0.171	0.973	OK
8	D8	9.890	9.715	0.175	0.973	OK
9	D9	9.895	9.714	0.181	0.973	OK
10	D10	9.730	9.714	0.016	0.973	OK

Tableau IV.15 : Excentricité suivant y-y

IV.6.6 : 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 :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA

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

Nd = 1226.53 KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

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

fc28 = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

Application :

$$\frac{1226.53 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.45 \times 25} = 0.24 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

IV.6.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{G^i} + \beta W_{Q^i})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	Δ _{ky} (m)	V _{kx} (m)	V _{ky} (m)	h _k (m)	θ _{kx}	θ _{ky}	Vérification
10	3731.62	0.0022	0.0029	1026.74	941.87	3.06	0.0026	0.0037	OK
9	3691.57	0.0023	0.0030	1862.75	1675.75	3.06	0.0015	0.0021	OK
8	3691.56	0.0024	0.0030	2508.31	2236.97	3.06	0.0011	0.0016	OK
7	3777.61	0.0023	0.0029	3043.44	2707.98	3.06	0.0009	0.0013	OK
6	3777.62	0.0022	0.0028	3484.23	3095.82	3.06	0.00077	0.0011	OK
5	3777.62	0.0021	0.0025	3850.48	3418.85	3.06	0.00067	0.0009	OK
4	3875.15	0.0017	0.0021	4144.40	3678.10	3.06	0.00052	0.00072	OK
3	3875.15	0.0014	0.0017	4371.60	3882.45	3.06	0.00040	0.00055	OK
2	3954.27	0.0008	0.0010	4531.51	4036.66	3.06	0.00023	0.00032	OK

1	5260.31	0.0002	0.0002	4581.34	4088.89	3.52	0.00006	0.00007	OK
---	---------	--------	--------	---------	---------	------	---------	---------	----

Tableau IV.16 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

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

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.A : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

	F_e (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_s	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau V.A.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} - M_{corr}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} - M_{corr}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{max} - N_{cor}$

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

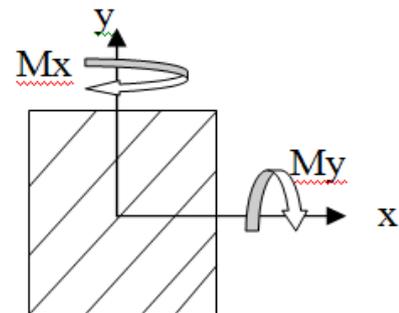


Figure V.A.1 : Les moments dans les poteaux.

❖ **Combinaisons de calcul :**

RPA.99/modifié 2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

BAEL.91/modifié 99 :

$$ELU : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$ELS : G + Q$$

V.A.1 : Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**.

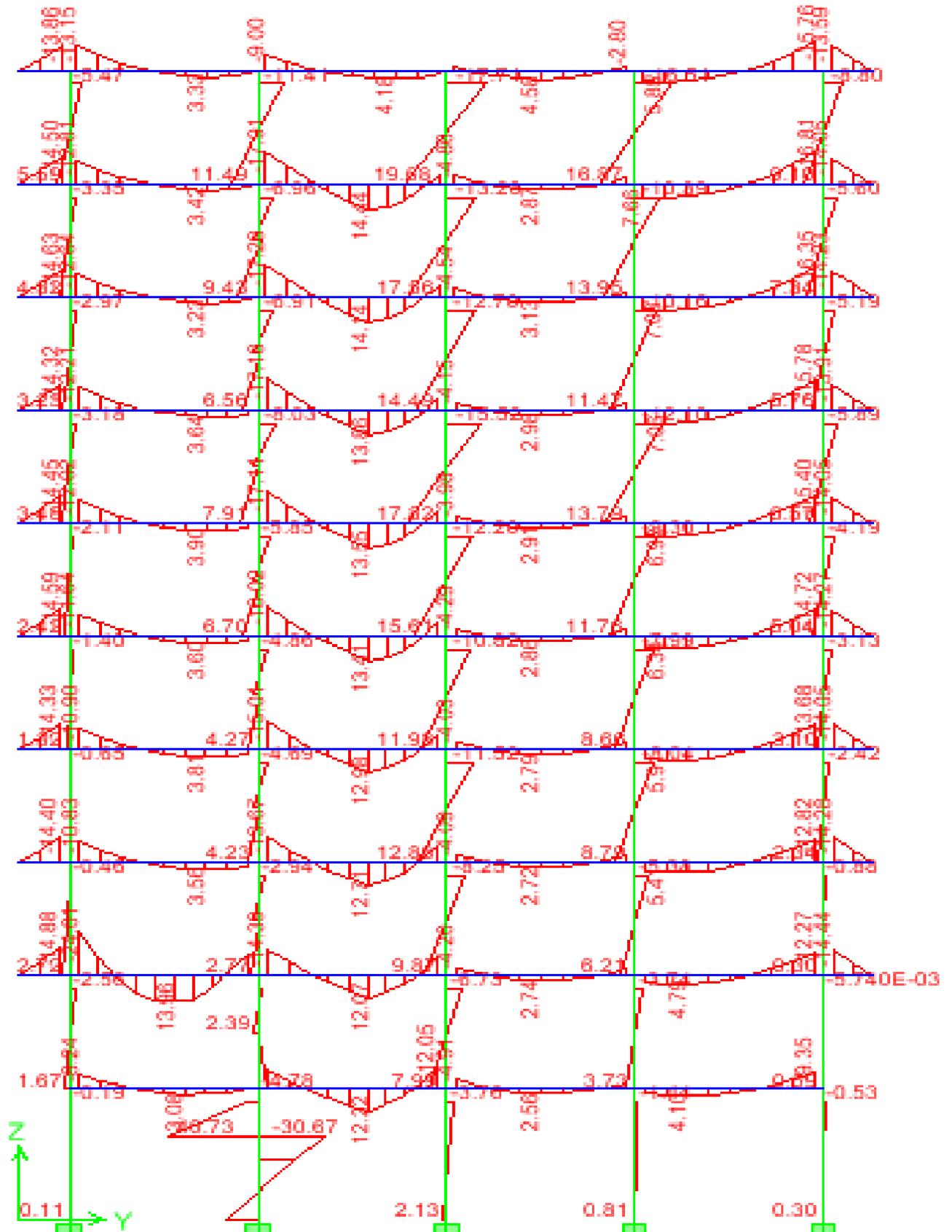


Figure V.A.2: Diagramme des moments fléchissant (sens transversal) du portique 3-3 combinaisons ELU.

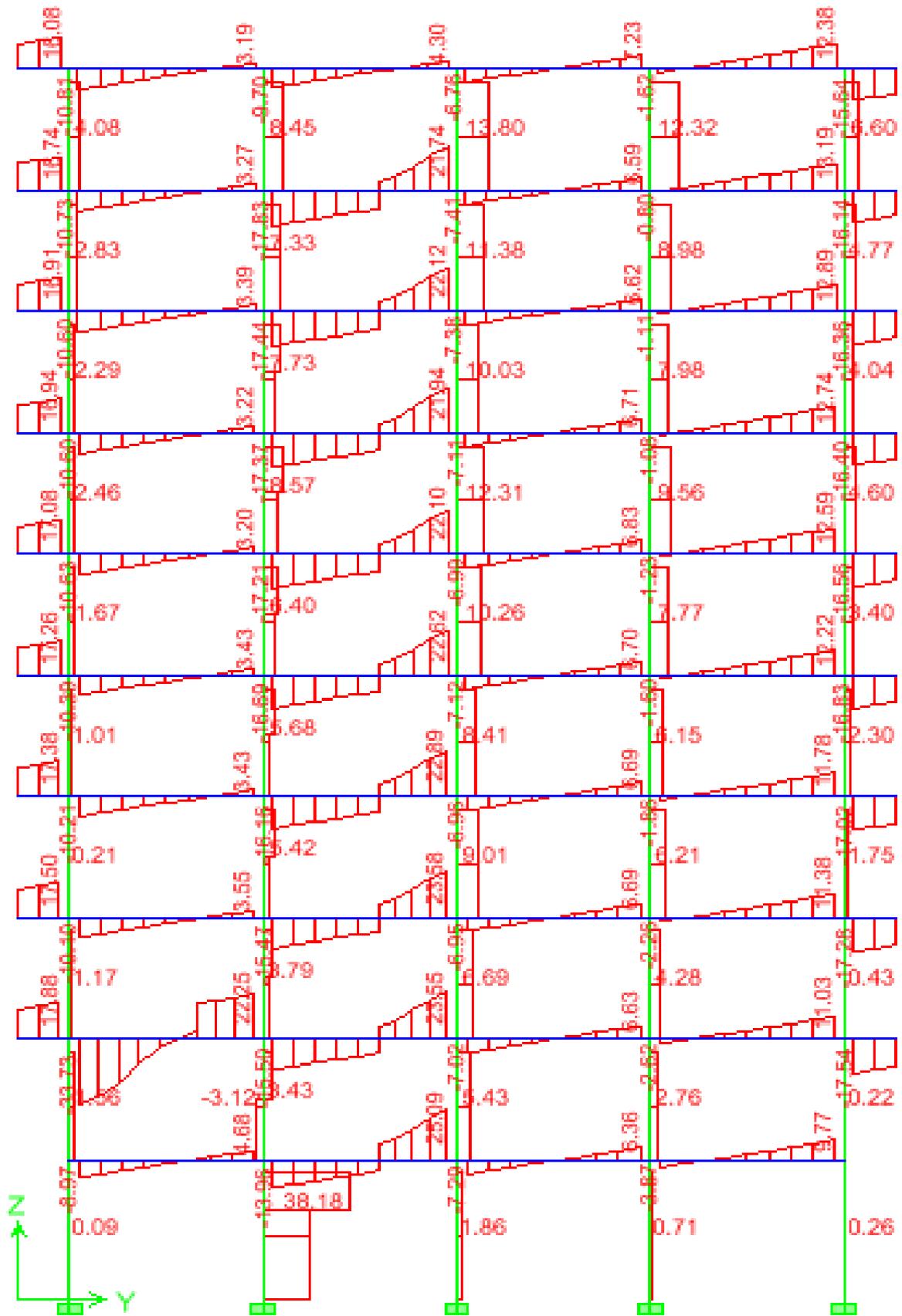


Figure V.A.3: Diagramme des efforts tranchants (sens transversal) du portique 3-3 combinaison ELU.

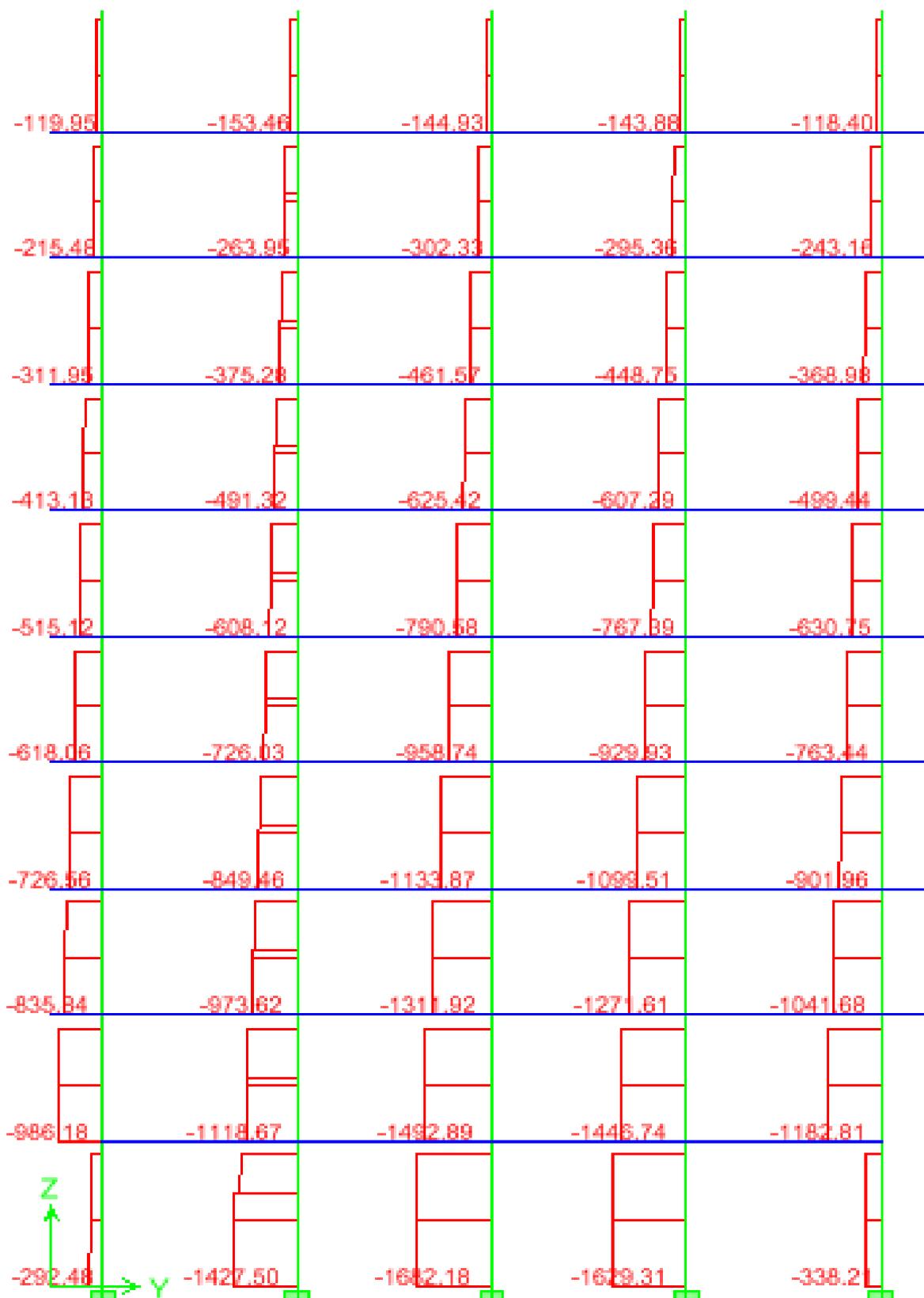


Figure V.A.4: Diagramme des efforts normaux (sens transversal) du portique 3-3 combinaison ELU.

V.A.2 : Recommandation du RPA 2003:**A : Les armatures longitudinales : (Art7.4.2.1 de RPA)**

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

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	A _{min} = 0.9% b x h (cm ²)	Zone de recouvrement A _{max} = 0.06 x b x h (cm ²)	Zone courante A _{max} = 0.04 x b x h (cm ²)
45 x 45	18.22	121.50	81
40 x 40	14.40	96.00	64
35 x 35	11.025	73.50	49

Tableau V.A.1: Section minimal dans les poteaux.

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, a l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

V.A.3 : Calcul de la section d'armature donner a l'ELU dans la situation durable et accidentelle.

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).

a) Ferrailage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

- **Calcul du centre de pression :**

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



Deux cas peuvent se présenter

❖ **Section partiellement comprimée : (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

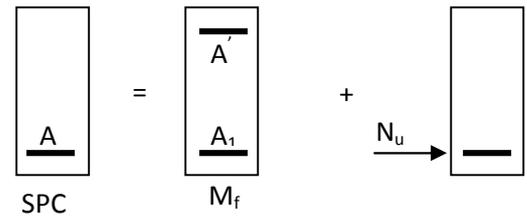


Figure V.A.5: Section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : Moment fictif.

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ \Rightarrow La section est simplement armée.

$$\mu \longrightarrow \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

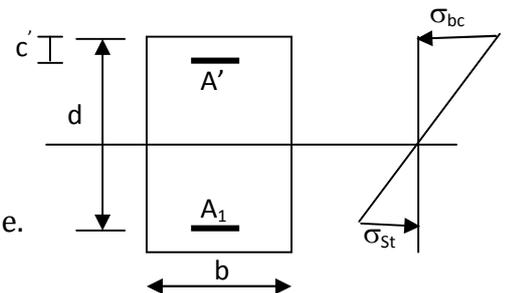


Figure V.A.5: Section d'un poteau.

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ \Rightarrow La section est doublement armée.

Et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

❖ **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \cdot (d - c') - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque : Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à

$$\text{l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera } A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** S-sol, RDC, 1er et 2eme étage.
- **Zone II :** Du 3eme au 5eme étage.
- **Zone III :** Du 6eme au 8eme étage.

b) Calcul du ferrailage des poteaux :

❖ **Exemple de calcul manuel :**

Poteau : 45x45 : Situation accidentelle (0.8G+Ex):

$$N_{\max} = -1.3 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{cor}} = 3.292 \text{ KN.m (Effort de compression).}$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{3.292}{1.3} = 2.53 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,175 \text{ m} \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 3.292 + 1.3 \times \left(\frac{0,45}{2} - 0,05 \right)$$

$$M_f = 3.52 \text{ KN.m}$$

$$1.3 \times (0,40 - 0,05) - 3.52 = -3.065 < (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,05) 0,45 \cdot 0,45^2 \cdot 18.48 \cdot 10^3 = 187.17$$

➡ La condition est vérifiée

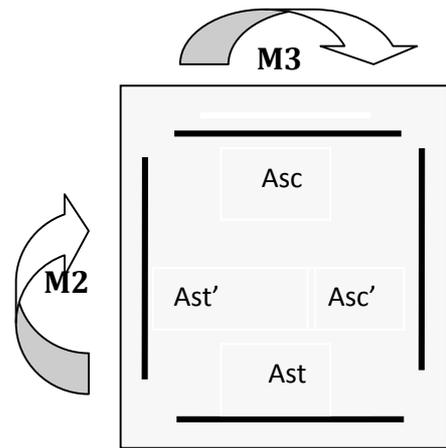


Figure V.A.5: Les armatures dans les poteaux.

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcule Ast :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.52 \times 10^6}{450 \times (400^2) \times 18,48} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{(SSA)} \rightarrow \beta = 0,987$$

- **Donc les armatures fictives sont :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.52}{0,987 \times 0,40 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 0,22 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,22 - \frac{1,3 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0,19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 0,19 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	Situation	Nature	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)
Zone I (45x45)	N _{max} = -2337.49	M _{2corr} = -27.495	Accidentelle	SEC	0	0
		M _{3corr} = -8.85			0	0
	N _{min} = -1.3	M _{2corr} = 3.292	Accidentelle	SPC	0	0.19
		M _{3corr} = 18.812			0	0.17
	N _{Corr} = -552.75	M _{2max} = -52.171	Accidentelle	SEC	0	0
	N _{Corr} = -873.37	M _{3max} = 48.84			0	0
Zone II (40x40)	N _{max} = -958.74	M _{2corr} = 3.084	Courante	SEC	0	0
		M _{3corr} = 11.976			0	0
	N _{min} = -0.1	M _{2corr} = 5.644	Accidentelle	SPC	0	0.40
		M _{3corr} = 3.765			0	0.27
	N _{Corr} = -382.65	M _{2max} = 42.563	Accidentelle	SEC	0	0
	N _{Corr} = -490.52	M _{3max} = -58.48			0	0
Zone III (35x35)	N _{max} = 461.57	M _{2corr} = 1.904	Courante	SEC	0	0
		M _{3corr} = 14.488			0	0
	N _{min} = -0.47	M _{2corr} = 0.752	Accidentelle	SPC	0	0.06
		M _{3corr} = 0.621			0	0.04
	N _{Corr} = -118.26	M _{2max} = 37.522	Accidentelle	SPC	0	3.16
	N _{Corr} = -552.75	M _{3max} = 54.785			0	1.59

Tableau V.A.2: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens.

V.A.4 : Les vérifications à l'ELU :

a) Longueur de recouvrement :

Zone I : $L_R = 50 \phi_l = 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm.}$

Zone II : $L_R = 50 \phi_l = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm.}$

Zone III : $L_R = 50 \phi_l = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm.}$

b) Délimitation de la zone nodale :
(Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifiée 2003).

• Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$.
 h : Hauteur de la poutre.

• Au niveau des poteaux :
 $h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$.

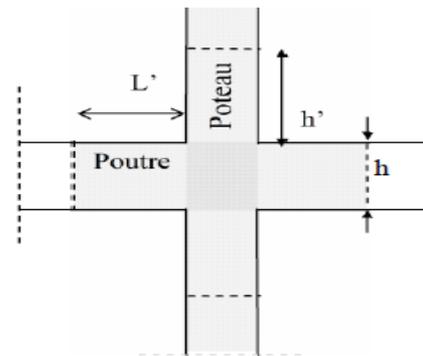


Figure V.A.6: Délimitation de la zone nodale.

b1, h1 : Dimensions du poteau.

he : Hauteur entre nu des poteaux.

➤ **Poteaux de s /sol** : $h' = \max = (317/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$.

➤ **Poteaux de RDC et autres niveaux** : $h' = \max = (271/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$.

c) Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bxd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	Vu	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	ζ_{bu}	$\bar{\tau}_b$	Vérification
S/ SOL	50.11	45	40	5.22	0.075	0.028	1.875	OK
RDC ; 1 ; 2	50.11	45	40	4.49	0.04	0.028	1	OK
3 ; 4 ; 5	41.52	40	35	5.05	0.075	0.030	1.875	OK
6 ; 7 ; 8	38.87	35	30	5.78	0.075	0.037	1.875	OK

Tableau V.A.3: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

V.A.5 : Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

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

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Combinaison	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	Amin Cm ²	A adoptée Cm ²	OBS
Zone I (45x45)	Nmax-Mcor	-1226.53	1.645	0.001	0.075	SEC	5.38	20.60	OK
	Nmin-Mcor	-197.94	1.58	0.008	0.075	SEC	5.73	20.60	OK
	Ncor-Mmax	-918.81	-30.056	0.032	0.075	SEC	7.76	20.60	OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	-699.04	-8.719	0.012	0.067	SEC	4.72	16.08	OK
	Nmin-Mcor	-148.65	-1.546	0.010	0.067	SEC	4.20	16.08	OK
	Ncor-Mmax	-331.51	13.838	0.042	0.067	SEC	8.71	16.08	OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	-336.7	-10.549	0.031	0.058	SEC	5.46	12.20	OK
	Nmin-Mcor	-25.97	0.258	0.009	0.058	SEC	3.48	12.20	OK
	Ncor-Mmax	-71.07	-16.286	0.230	0.058	SPC	0.68	12.20	OK

Tableau V.A.4: Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des contraintes a l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91A.4.5.2})$$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  section entièrement comprimée.

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$  section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

- Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y₁ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y₂ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y₂ : Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \longrightarrow \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \longrightarrow \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

• **Etat limite d'ouverture des fissurations (Contrainte dans l'acier) :**

D'après les conditions agressives de l'environnement, on considère **La fissuration est très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\{0.5x f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\} = \{0.5x400; 90\sqrt{1,6x2,1}\} = 164.97 MPa$$

Section (cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	Nature	Asc (cm ²)	Ast (cm ²)	σ _{bc} sup	σ _{st}	σ _{bc}	σ _s	Obs
Zone I (45x45)	-1226.53	M ₂ = 1.645	SEC	8.29	8.29	5.5	81.9	15	164.97	OK
		M ₃ =-1.549				5.5	81.9			
	-197.94	M ₂ = 1.58	SEC	8.29	8.29	1.0	14.1	15	164.97	OK
		M ₃ =-0.137				0.9	13.1			
620.09	-918.81	M ₂ = -8.492	SEC	8.29	8.29	3.2	46.8	15	164.97	OK
		M ₃ = -30.056				5.7	79.5			
Zone II (40x40)	-699.04	M ₂ = 2.271	SEC	6.03	6.03	4.1	60.9	15	164.97	OK
		M ₃ = -8.719				4.6	66.6			
	-148.65	M ₂ = -1.546	SEC	6.03	6.03	1	13.9	15	164.97	OK
		M ₃ =0.098				0.8	12.6			
358.70	-331.51	M ₂ = -8.468	SEC	6.03	6.03	2.7	37.7	15	164.97	OK
		M ₃ = 13.838				3	40.2			
Zone III (35x35)	-336.7	M ₂ = -10.549	SEC	5.56	5.56	3.6	49.4	15	164.97	OK
		M ₃ = 1.413				2.6	38.0			
	-25.97	M ₂ = -0.009	SEC	5.56	5.56	0.2	2.8	15	164.97	OK
		M ₃ =0.258				0.2	3.1			
-112.23	-71.07	M ₂ = 8.086	SPC	5.56	5.56	1.8	22.2	15	164.97	OK
		M ₃ = -16.286				3.2	31.9			

Tableau V.A.5: Vérification des contraintes a l'ELS.

V.A.6 : Détermination des armatures transversales : (Art7.4.2.2 de RPA).

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

D'après les règles du **BAEL.91-modifié99**, le diamètre des armatures transversales " \varnothing_t " sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = 1 / 3 \varnothing_L^{\max} = 20 / 3 = 6.2 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } \varnothing_t = 8 \text{ mm.}$$

\varnothing_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

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

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- St est l'espacement des armatures transversales : En zone III

❖ **Remarque :** L'équation précédente a deux inconnus St et At , donc on doit fixée l'espacement St et calculé la section d'armature At .

Espacement des armatures selon le RPA version 2003

- **Dans la zone nodale :** $St \leq 10 \text{ cm.}$  **Soit : t = 10 cm.**
- **Dans la zone courante :** $St \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$  **Soit : t = 12 cm.**

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

St : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

Telle que : $L_f = 0.707 \times L_0$

L_f : longueur de flambement du poteau.

L₀ : longueur libre du poteau.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_0 = 286 \text{ cm pour le RDC et les étages courants.} \\ L_0 = 332 \text{ cm pour le sous-sol.} \end{array} \right.$

La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$

❖ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 286}{35} = 5.78 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 12 = 1.26 \text{ cm}^2$.

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{2.5 \times 38.87 \times 1000 \times 10}{35 \times 40000} = 0.69$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{2.5 \times 38.87 \times 1000 \times 12}{35 \times 40000} = 0.83$

❖ **Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 286}{40} = 5.05 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 12 = 1.44 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_a V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{2.5 \times 41.52 \times 1000 \times 10}{40 \times 40000} = 0.65$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_a V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{2.5 \times 41.52 \times 1000 \times 12}{40 \times 40000} = 0.78$

❖ **Poteaux 45x45 :(RDC, 1, 2) :**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 286}{45} = 4.49 \longrightarrow \rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{interpolation } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.45\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.0045 \times 45 \times 10 = 2.025 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_{t \min} = 0.0045 \times 45 \times 12 = 2.43 \text{ cm}^2$.

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{3.75 \times 50.11 \times 1000 \times 10}{45 \times 40000} = 1.04$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{3.75 \times 50.11 \times 1000 \times 12}{45 \times 40000} = 1.25$

❖ **Poteaux 45x45 :(S / SOL)**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 332}{45} = 5.22 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 12 = 1.62 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{2.5 \times 50.11 \times 1000 \times 10}{45 \times 40000} = 0.69$

Zone courante : $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} S_t}{h x f_e} = \frac{2.5 \times 50.11 \times 1000 \times 12}{45 \times 40000} = 0.83$

	45 x 45		40 x 40	35 x 35
	S/ sol	RDC, 1, 2	3, 4, 5	6, 7, 8
Efforts tranchants(KN)	50.11		41.52	38.87
Elancement géométrique λ_g	5.22	4.49	5.05	5.78
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	3.75	2.5	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) cm^2	0.69	1.04	0.65	0.69
A_t zone courante ($S_t = 12 \text{ cm}$) cm^2	0.83	1.25	0.78	0.83
$A_{t \min}$ zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) cm^2	1.08	2.025	0.96	0.84
$A_{t \min}$ zone courante ($S_t = 12 \text{ cm}$) cm^2	1.35	2.43	1.2	1.05

Tableau V.A.6: Sections des armatures transversales.

❖ **On adopte :**

- D'après nos calcul $A_{t_{min}} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux (35x35) et (40 x 40) seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal $4HA8=2.01cm^2$; les poteaux du (45x45) seront encadrée avec un cadre et un losange de HA10 de section transversal $4HA10 = 3.93cm^2$.
- Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{t_{min}}=8cm$.
- La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation à fin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable

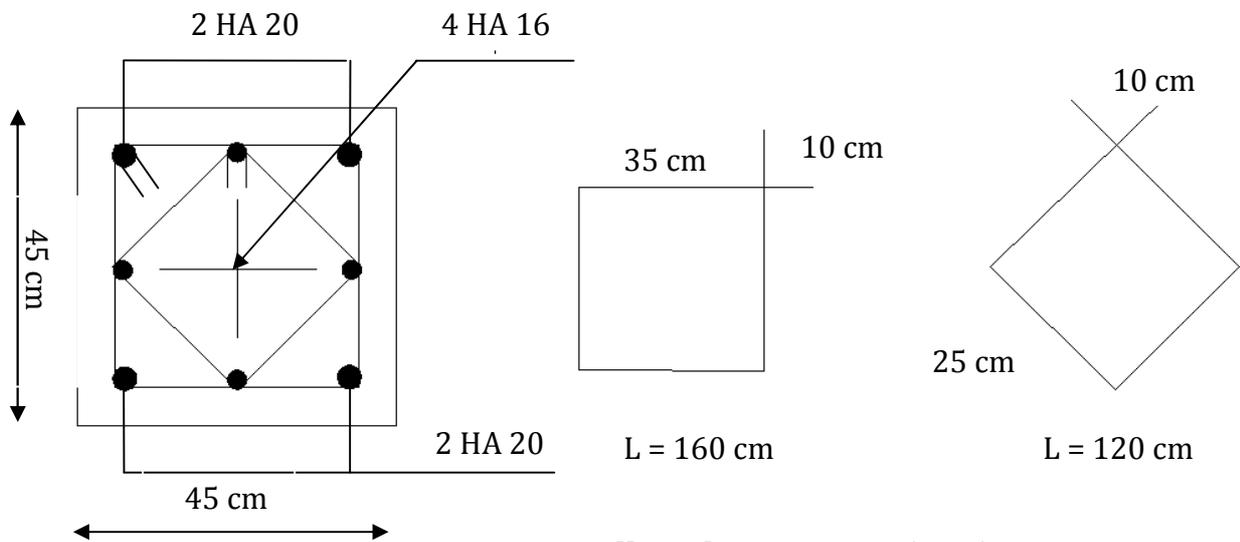
Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone III.

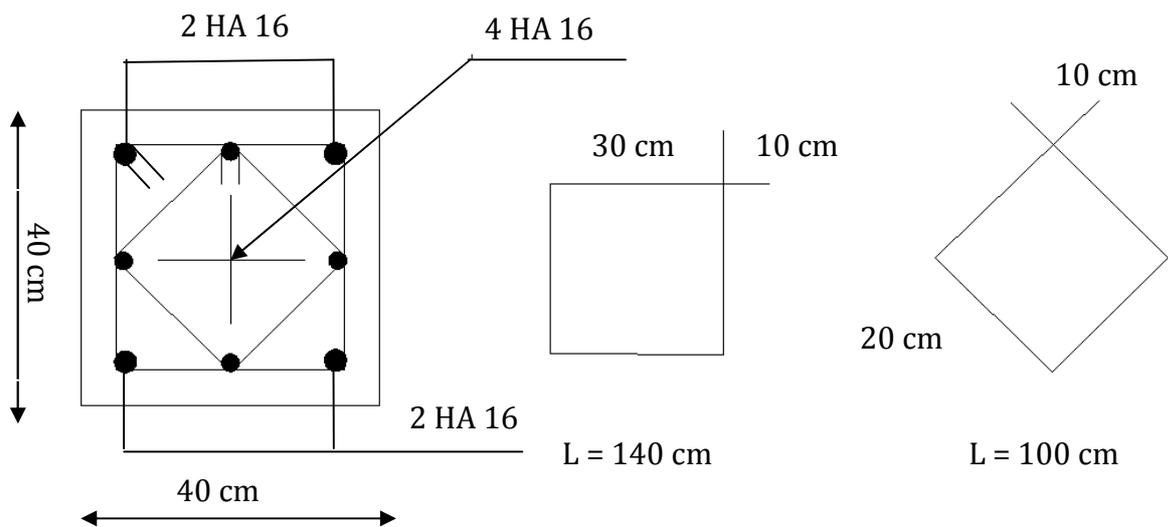
	NIVEAU	Section (cm ²)	Armatures longitudinaux
Zone I	S/S, RDC, 1,2	45 x 45	4 HA 20 + 4 HA 16
Zone II	3, 4, 5	40 x 40	4 HA 16 + 4 HA 16
Zone III	6, 7, 8	35 x 35	4 HA 16 + 4 HA 14

Tableau V.A.7: Ferrailage finale des poteaux.

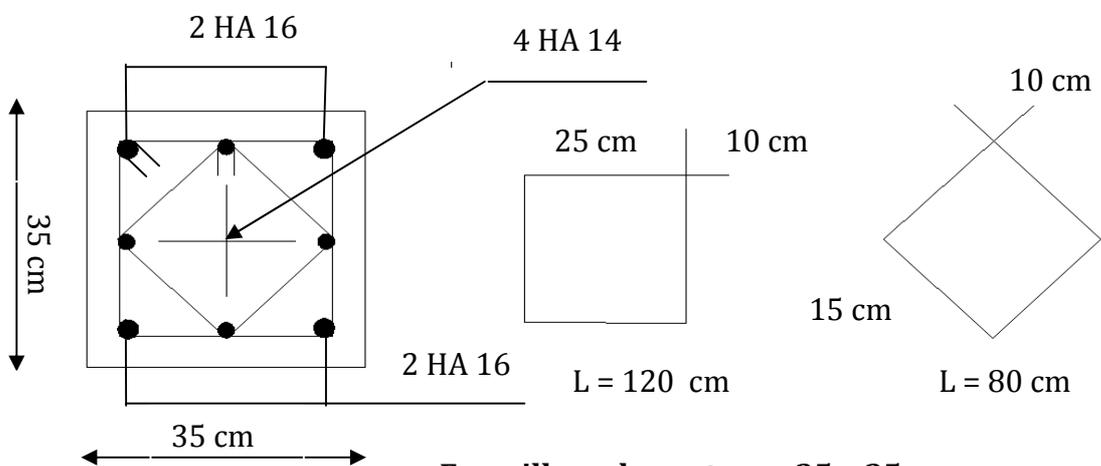
Ferraillage des poteaux



Ferraillage des poteaux 45 x 45



Ferraillage des poteaux 40 x 40



Ferraillage des poteaux 35 x 35

V. B : Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

❖ **Combinaisons de calcul :****RPA.99/modifié 2003 :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

BAEL.91/modifié 99 :

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

V. B.1 : Recommandation du RPA99 Version 2003:**1) Armatures longitudinales: Art (7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

- Poutres principales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

❖ **En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

❖ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **50 ϕ en zone III.**

2) Armatures transversales : Art (7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t^{\max} = \min (h/4, 12\phi)$ \longrightarrow En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t^{\max} \leq h/2$ \longrightarrow En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

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

Le premier cadre doit être disposé à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93** annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}$ 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.
- $\frac{1}{4}$ 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.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance

des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V. B.2 : Ferrailage des poutres à l'ELU :

1) Armatures longitudinales :

- Dans le cas d'une flexion, on a les étapes suivantes :

A_s : La section d'armatures tendues.

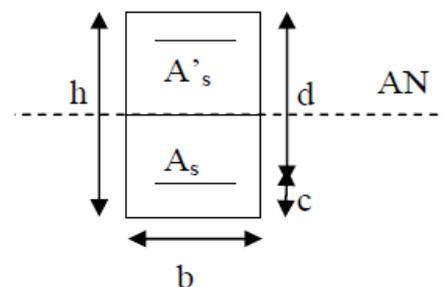
A_s' : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

d : Hauteur utile ($d = h - c$).



c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1.5$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ : $M_\ell = \mu_l b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec : M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e/\gamma$$

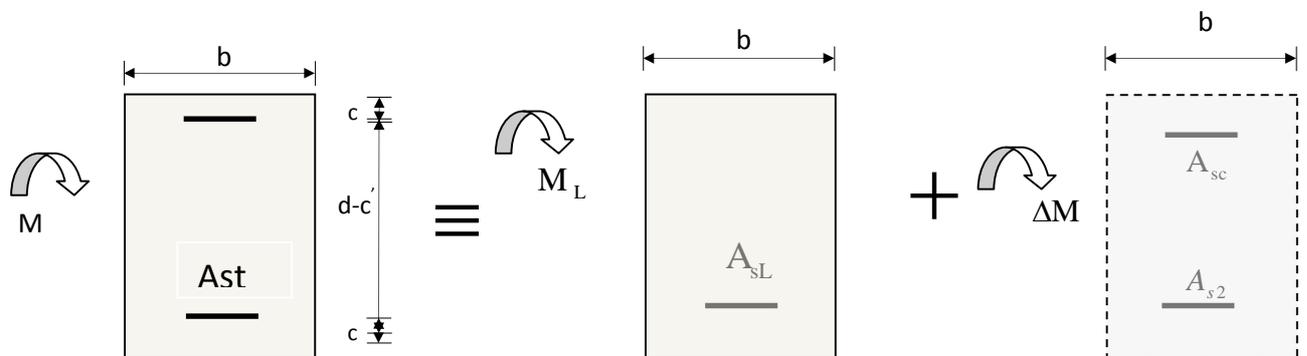


Figure. V.B.1 : Schéma de calcul en flexion simple

Remarque :

Le ferraillage des poutres principales et secondaires est le même pour tout les niveaux.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Poutre Principales (30x35):**

	M_u (max) (KN.m)	Situation	μ	Obs	B	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Ferrailage
Travée	62.720	acc	0.128	SSA	0.931	5.61	5.25	6.78	6 HA 12
Appui	78.066	acc	0.156	SSA	0.915	7.10		8.01	3HA12+3HA14

Tableau V.B.1 : Ferrailage des poutres principales.

➤ **Poutre Secondaire (30x35) :**

	M_u (max) (KN.m)	Situation	μ	Obs	B	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Ferrailage
Travée	24.007	ELU	0.062	SSA	0.968	2.37	5.25	3.39	3HA12
Appui	58.003	acc	0.116	SSA	0.938	5.15		5.65	5HA12

Tableau V.B.2 : Ferrailage des poutres secondaire.

V. B.3 : Vérification a l'ELU :

a) **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.ft28}{f_e}$$

❖ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.087 \text{ cm}^2.$$

❖ **Poutres secondaires :**

❖

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.087 \text{ cm}^2.$$

$A_{adopté} \geq A_{min}$  La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) **Justification de l'effort tranchant :(BAEL99.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- **Poutres principales** $T_u^{\max} = 46.2 \text{ KN}$, $\tau_u = \frac{46.2 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.30} = 0.513 \text{ MPa}$.
- **Poutres secondaires** $T_u^{\max} = 33.74 \text{ KN}$; $\tau_u = \frac{33.73 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.30} = 0.374 \text{ MPa}$.

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme :**

Dans le cas où la fissuration est considéré comme très préjudiciables, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{t28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0.513 \text{ MPa} < 3.75 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 0.374 \text{ MPa} < 3.75 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

Il faut vérifier que :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{(BAEL99.art A.5.1.32)}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 46.2 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 540 \text{ KN}$$

 Condition vérifiée.

- **Poutres secondaires:**

$$T_u = 33.73 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 540 \text{ KN}$$

 Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

(BAEL99.art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Poutres principales: } 46.2 - \frac{78.066}{0.9 \times 0.33} = -216.65 < 0$$

$$\text{Poutres secondaires: } 32.56 - \frac{52.31}{0.9 \times 0.33} = -143.56 < 0$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 99)

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{Périmètre utile des aciers.}$$

- **Poutres principales : 3HA12+3HA14**

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{46.2 \times 10^3}{0.9 \times 300 \times 24.49} = 0.698 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Poutres secondaires : 5HA12**

$$\sum U = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{33.73 \times 10^3}{0.9 \times 300 \times 18.84} = 0.663 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

→ La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des aciers :

❖ **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur fixée à :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

❖ **Calcul de la longueur de scellement au droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$

- Pour les T₁₂ : $l_s = 42.32 \text{ cm}$.
- Pour les T₁₄ : $l_s = 49.38 \text{ cm}$.
- Pour les T₁₆ : $l_s = 56.43 \text{ cm}$.

Les règles du (BAEL99 Art A.6.1)) admettent que l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.928 \text{ cm}$.
- Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.752 \text{ cm}$.
- Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22.572 \text{ cm}$.

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\Phi \leq \min (h/35, \Phi_1, b/10) = \min (1, 1.2, 3)$

Φ_1 : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

Soit : $\Phi_1 = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement d'armatures :**➤ **Sens principale :**

- **Zone nodale (appui) :**

$$S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm.}$$

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Sens secondaire :**

• **Zone nodale (appui) :**

$$S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30 \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right) \longrightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm.}$$

• **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Délimitation de la zone nodale**

$$\begin{cases} L' = 2xh \\ h' = \max \{ h_e/6, b_1, h_1, 60 \} \text{ cm} \end{cases}$$

h : Hauteur des poutres.

b₁ et **h₁** : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

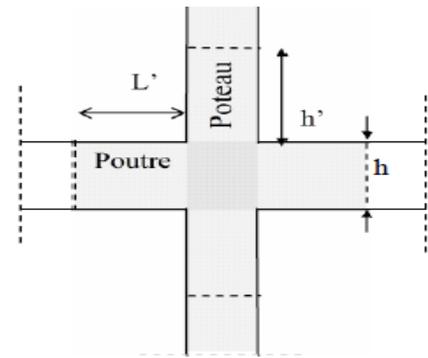


Figure V.A.6: Délimitation de la zone nodale.

Les poutres :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm poutres principales (30x35).} \\ L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm poutres secondaires (30x35).} \end{cases}$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

Armatures transversale minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V. B.4 : Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

D'après les conditions agressives de l'environnement, on considère **La fissuration est très préjudiciable** :

➤ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0.5x f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \} = \{ 0.5 \times 400; 90 \sqrt{1.6 \times 21} \} = 164.97 \text{ MPa}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_b \leq K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d}$ \longrightarrow (K, β_1) sont tirés du tableau à l'ELS.

Avec : $\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$ (A_s : Armatures adoptées à l'ELU)

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutre principale :**

	M_s (KN.m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	obs.
Travée	21.027	6.78	0.750	0.875	0.375	0.040	118.14	4.73	15	164.97	vérifiée
Appui	28.067	8.01	0.883	0.867	0.399	0.044	134.71	5.93	15	164.97	vérifiée

Tableau V.B.3 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.

	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	obs.
Travée	10.56	3.39	0.379	0.905	0.285	0.026	114.73	2.98	15	164.97	vérifiée
Appui	17.597	5.65	0.633	0.883	0.351	0.036	117.57	4.23	15	164.97	vérifiée

Tableau V.B.4 : Vérification du ferrailage des poutres Secondaire à l'ELS

b) 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.

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

❖ Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. BAEL99 (A.6.5.2)

- **Sens des Poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$

- **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la

section.
$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

➤ Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	A_s (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f(mm)	obs.
21.027	470	10818.87	6.78	0.753	0.011	118.14	0.989	131620.92	143224.87	2.99	vérifiée

Tableau V.B.5 Vérification de la flèche dans les poutres Principales

Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	A_s (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f(mm)	obs.
10.56	430	10818.87	3.39	0.379	0.012	66.33	0.979	128918.11	140163.28	1.29	vérifiée

Tableau V.B.6 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires.

Conclusion :

❖ Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

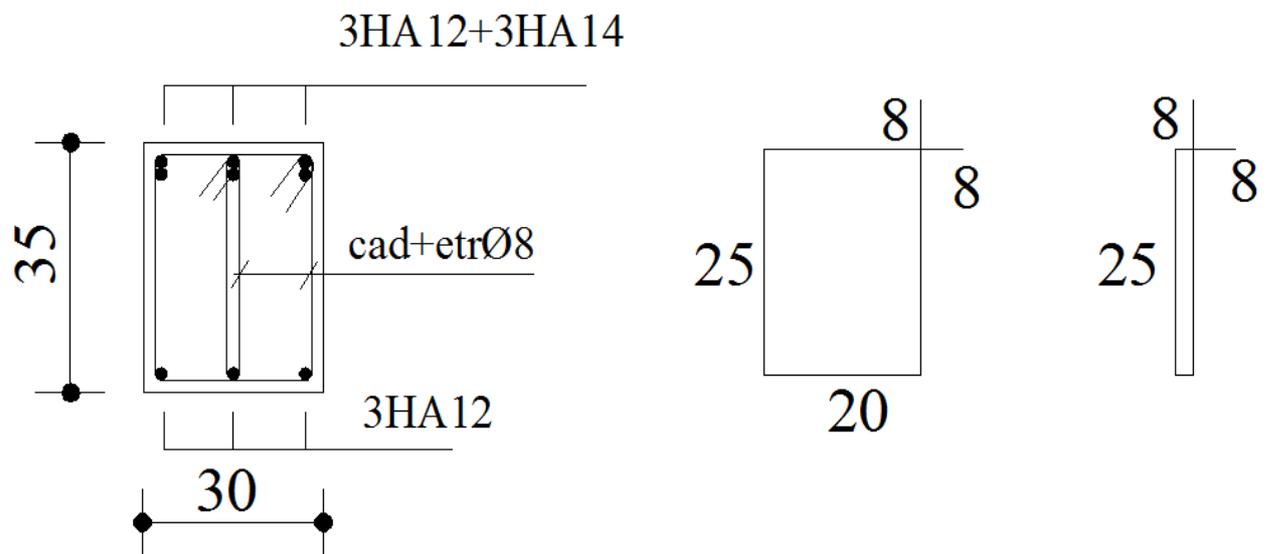
	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	6HA12	3HA12+3HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutres secondaires	3HA12	5HA12	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

Tableau V.B.7 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.

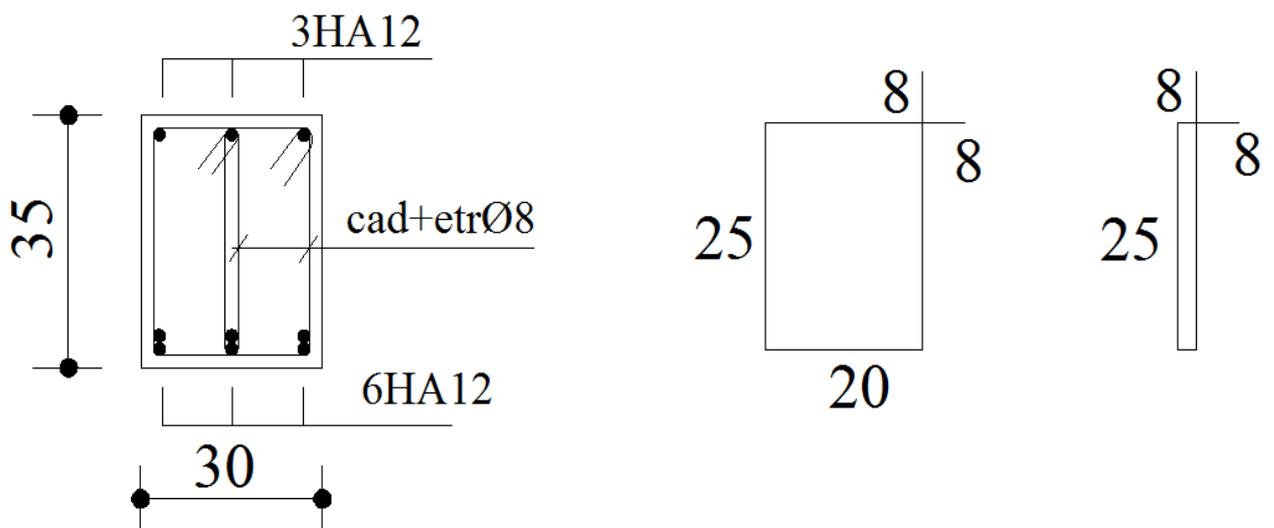
Ferraillage des poutres principales et secondaires.

❖ Poutre principale :

En appuis

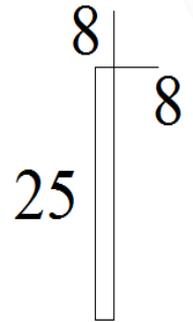
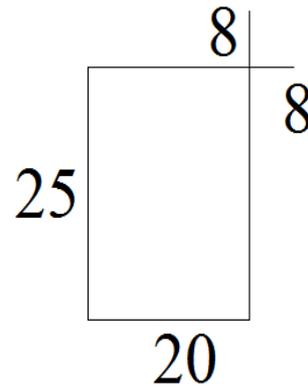
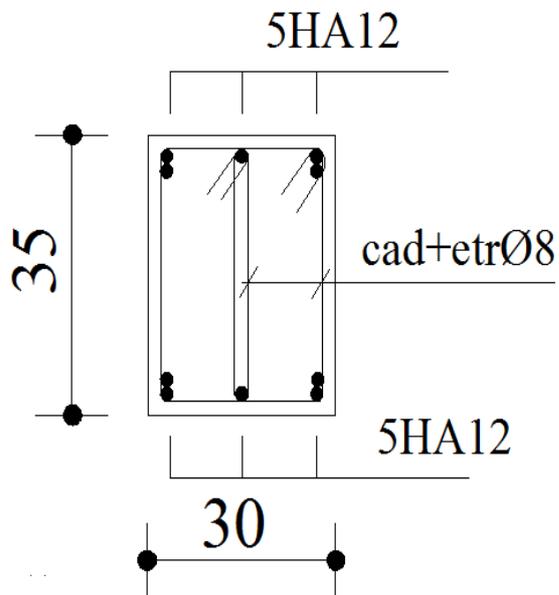


En travée

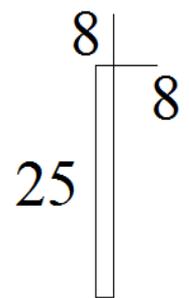
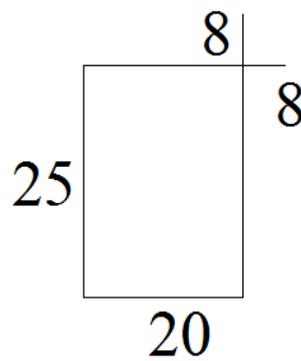
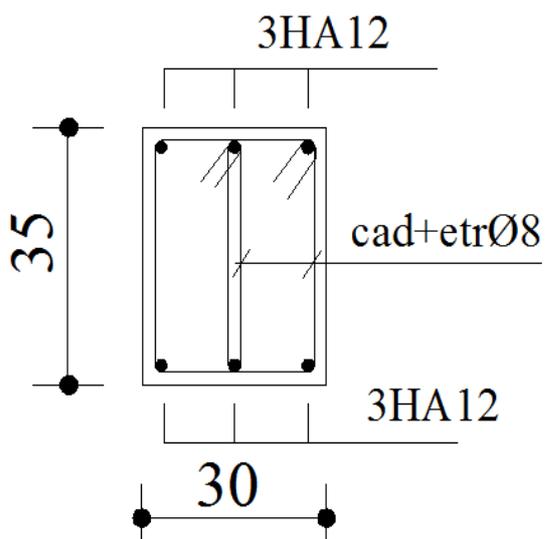


❖ **Poutre secondaire :**

En appuis



En travée



V.C : Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- **Zone I** : Sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.
- **Zone II** : Du 3^{ème} et 5^{ème} étage.
- **Zone III** : Du 6^{ème} et 8^{ème} étage.

- **Combinaisons d'action :**

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
ELS : $G + Q$

RPA.99/modifié 2003 :

$0.8 G + E$
 $G + Q + E$

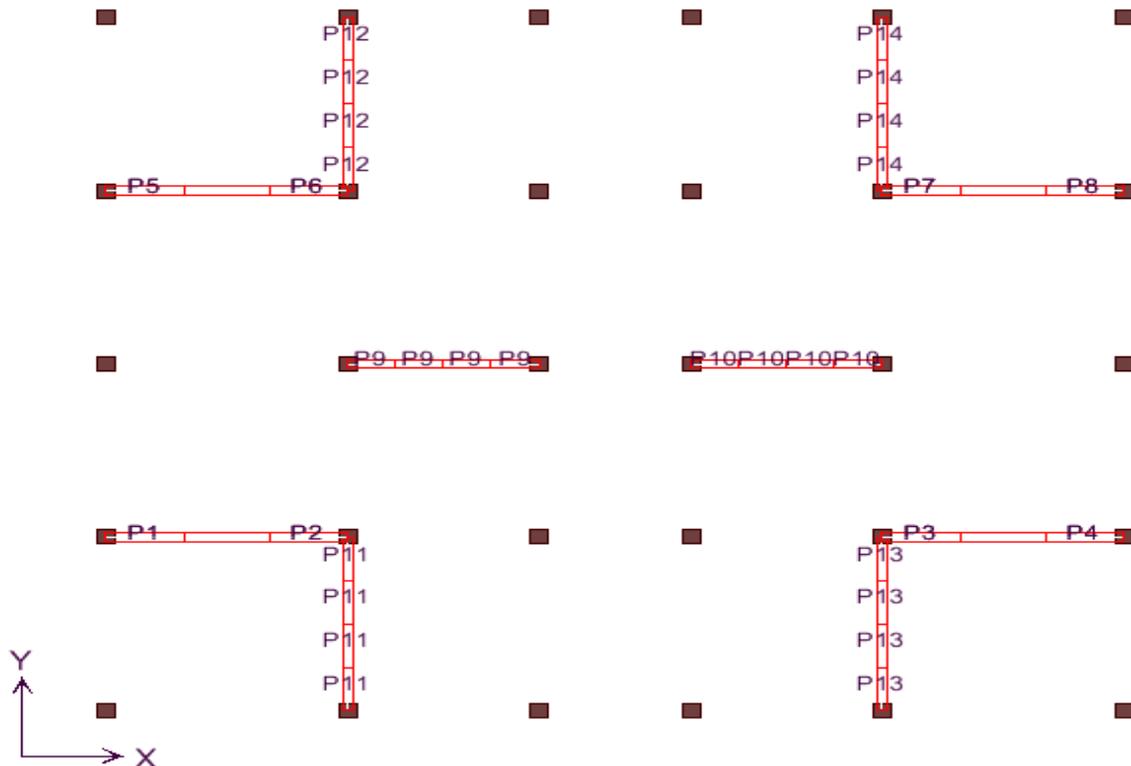


Figure V.C.1 : La numérotation des voiles dans l'ETABS.

V.C.1 : Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

A : Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec : **B** : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et **V'** : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

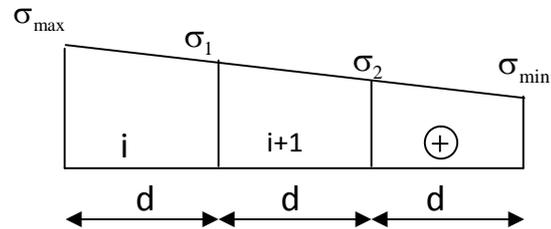
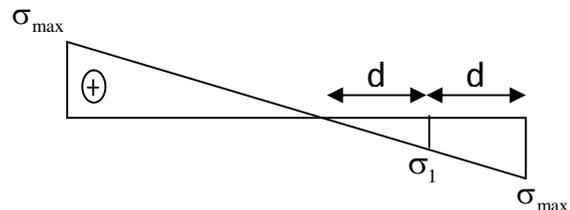


Figure V.C.2 : Section entièrement comprimée

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



➤ **Section entièrement tendue :** Figure V.C.3 : Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

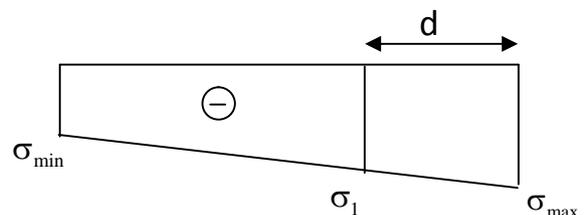


Figure V.C.4 : Section entièrement tendue

a) Armatures verticales :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

a) Armatures minimales :

➤ Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

➤ Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\% B \\ A_h \geq 0.10\% B \end{array} \right.$$

Globalement dans la section du voile.

En zone courante.

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec: } T = 1.4 V_u$$

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.

e) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Espacement :** L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :
 $S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\}$ **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).**

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

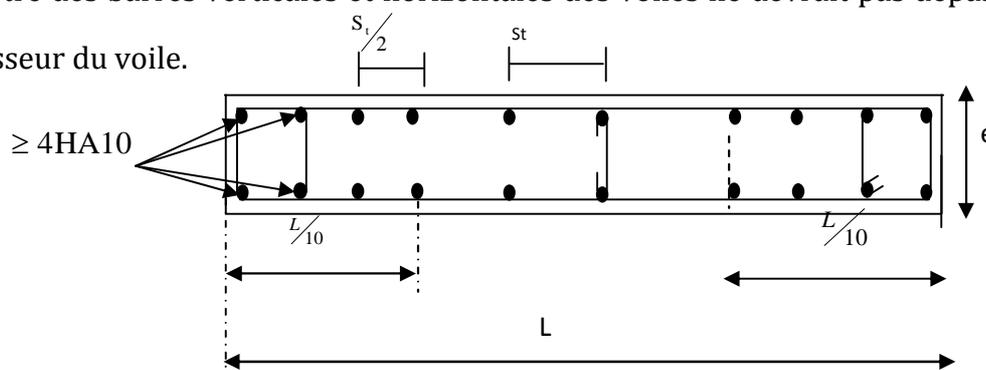


Figure V.C.5 : Disposition des armatures verticales.

B : Vérification :❖ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**❖ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad , \text{ Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

C : Exemple de calcul : Soit à calculer le ferrailage du voile transversal **P11** sur la zone (I) : **L = 3.85 m.** **e = 0.20 m.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2499.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \sigma_{\min} = -5522.48 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \text{SPC}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad \left\{ \begin{array}{l} L_c = 1.20 \text{ m} \\ L_t = L - L_c = 3.85 - 1.20 = 2.65 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = d \leq \min \left(\frac{3.52}{2}; \frac{2}{3} 1.20 \right) = 0.80 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur :

$$\text{On prend : } \begin{cases} d_1 = 0.48 \text{ m.} \\ d_2 = 2.17 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- **Zone courante :** $St \leq \min (1.5x e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$ **Soit : St = 20 cm.**
- **Zone d'appuis :** $S_A = St / 2 = 10 \text{ cm.}$ **Soit : S_A = 10 cm.**

❖ **Détermination des armatures :**

❖ **Armatures verticales :**

- **1^{ère} bande : d 1= 0.48 m.**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = 2027.68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{2499.24 + 2027.68}{2} \times 0.48 \times 0.2 = 226.35 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{226.35 \times 10}{400} = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :** $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e \right\}$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 48 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 48 \times 20 \right\} = 4.8 \text{ cm}^2$$

- **2^{ième} bande : d 2=2.17 m.**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{2027.68 \times 2.17 \times 0.2}{2} = 435.95 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{435.95 \times 10}{400} = 10.89 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :** $A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e \right\}$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 \times 217 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 217 \times 20 \right\} = 21.70 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 475.28 \times 10}{400} = 18.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 15.46 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bande : 10HA12 = 22.62 cm²/d₁ **soit:** 5HA12 /nappe .avec espacement de **10 cm.**

2^{ème} bande : 12HA12 = 13,56 cm²/d₂ **soit:** 6HA12/nappe avec espacement de **20 cm.**

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{22.62}{4} = 5.56 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 5.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.92 cm²/ ml **avec : St = 20 cm.**

❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. **Soit : 04 épingles de HA8 / m²**

❖ **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement:**

❖ **Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 475.28 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3850} = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **D'après le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :**

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \quad (\text{cas : } \gamma_b = 1.15)$$

$$\tau_u = \frac{475.28 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3850} = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \quad \sigma_{bc} = \frac{2590.96 \times 10^3}{3850 \times 200 + 15 \times (3619)} = 3.14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ ➡ Condition vérifiée.

➤ Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

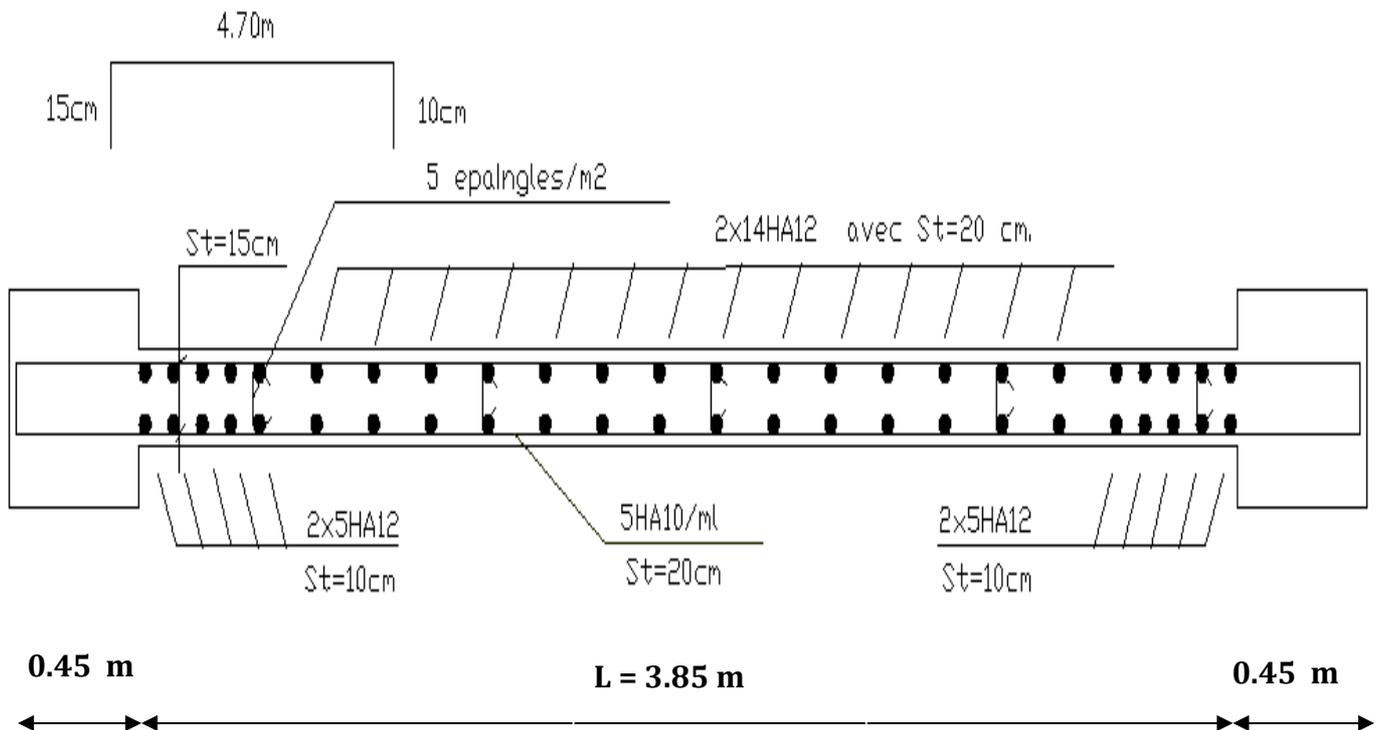


Figure V.C.6 : Ferraillage du voile de l'exemple de calcul.

	Zone	I (S-S)	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.53	1.53	1.58	1.63	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
Sollicitation De calcul	σ_{\max}	1886.33	6134.88	3127.35	3003.44	
	σ_{\min}	-5937.85	-11040.81	-5828.15	-3722.98	
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc(m)	0.36	0.54	0.55	0.72	
	Lt(m)	1.17	0.99	1.03	0.90	
	d1 (m)	0.24	0.24	0.32	0.30	
	d2 (m)	0.93	0.75	0.71	0.60	
	σ_1	1483.26	4647.63	2155.74	2002.29	
	N ₁	80.87	258.78	169.06	150.17	
	N ₂	137.94	348.57	153.06	120.13	
	Vu	672.57	367.15	277.55	248.02	
	T	480.41	262.25	198.25	177.16	
	Armatures verticale	A _{v1} (cm ²)	2.02	6.46	4.22	2.92
A _{v2} (cm ²)		3.44	8.71	3.82	3.00	
Armatures de coutures	A _{vj}	18.49	10.09	7.63	6.82	
Armature minimale	A _{v 1 min} (cm ²)	2.40	2.40	3.20	3.00	
	A _{v 2 min} (cm ²)	9.30	7.50	7.10	6.00	
Armature verticale adopté	A1=A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	6.64	8.98	6.12	4.62	
	A2=A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	8.06	11.23	5.72	4.70	
	A _{adoptée} /bande d1 /cm ²	2x 4 HA12	2x 4 HA12	2x5HA10	2x4HA10	
	Espacement	8	8	8	8	
	A _{adoptée} /bande d2/cm ²	2x 6 HA12	2x 5 HA12	2x5HA10	2x5HA10	
	Espacement	16	16	16	16	
Armature horizontale	A _h (cm ²) totale	3.92	3.92	3.92	3.92	
	A _h adoptée (cm ²) / ml	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	
	Espacement	20	20	20	20	
Armatures transversales	A _t adoptée (cm ²)	04 épingles de HA8 / m ²				
Vérification des contraintes	Contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	2.44	1.33	0.97	0.84
		$\tau_u = 3.26$	1.74	0.95	0.69	0.6
	ELS	N _s (KN)	722.27	1384.28	824.28	392.79
		$\sigma_{bc}=15$	2.21	4.13	2.42	1.12

Tableau V.C.1: Ferrailage des voiles: P1.P2.P3.P4.P5.P6.P7.P8 dans le sens longitudinal

	Zone	I (S-S)	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.27	3.27	3.32	3.37	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
Sollicitation De calcul	σ_{\max}	2486.61	2225.25	3128.7	2003	
	σ_{\min}	-4328.81	-5065.08	-6331.08	-2897.11	
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc(m)	1.55	1.30	1.42	1.77	
	Lt(m)	2.70	2.95	2.88	2.58	
	d 1(m)	0.58	0.58	0.58	0.69	
	d 2(m)	2.12	2.37	2.30	1.90	
	σ_1	1972.14	1772.66	2476.88	1304.27	
	N ₁	267.52	239.87	336.33	231.51	
	N ₂	453.59	416.57	564.73	490.40	
	Vu	665.39	609.03	553.35	423.99	
	T	475.28	435.02	395.25	302.85	
	Armatures verticale	A _{v1} (cm ²)	6.68	5.99	8.40	5.78
A _{v2} (cm ²)		11.33	10.41	14.11	12.26	
Armatures de coutures	A _{vj}	18.29	16.74	13.07	11.65	
Armature minimale	A _{v 1 min} (cm ²)	5.80	5.80	5.80	6.90	
	A _{v 2 min} (cm ²)	21.20	23.70	23.00	19.00	
Armature verticale adopté	A1=A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	11.25	10.17	11.66	8.69	
	A2=A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	15.90	14.59	17.37	15.17	
	A _{adoptée} /bande d1/cm ²	2x6 HA 12	2x6 HA 12	2x6 HA 12	2x7 HA 10	
	Espacement	10	10	10	10	
	A _{adoptée} /banded2 /cm ²	2x11 HA 12	2x12HA 12	2x12HA12	2x10HA10	
	Espacement	20	20	20	20	
Armature horizontale	Ah (cm ²) totale	3.92	3.92	3.92	3.92	
	Ah adoptée (cm ²) / ml	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	
	Espacement	20	20	20	20	
Armatures transversales	At adoptée (cm ²)	04 épingles de HA8 / m ²				
Vérification Des contraintes	contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	0.96	0.96	0.78	0.54
		$\tau_u = 3.26$	0.68	0.69	0.56	0.38
	ELS	N _s (KN)	2318.77	2851.47	1906.29	937.38
		$\sigma_{bc}=15$	3.69	3.44	2.27	0.57

Tableau V.C.2: Ferrailage des voiles : P9.P10 dans le sens longitudinal

	Zone	I (S-S)	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.85	3.85	3.90	3.95	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
Sollicitation De calcul	σ_{\max}	2499.24	3771.03	1641.35	3190.58	
	σ_{\min}	-5522.48	-8533.77	-3431.37	-3783.56	
	Nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc(m)	1.20	1.18	1.26	1.80	
	Lt(m)	2.65	2.67	2.64	2.15	
	d 1(m)	0.48	0.48	0.48	0.68	
	d 2(m)	2.17	2.19	2.16	1.47	
	σ_1	2027.68	3064.84	1330.48	2181.46	
	N ₁	226.35	341.79	148.59	373.96	
	N ₂	435.95	665.07	284.72	312.00	
	V _u	665.39	609.03	553.35		
	T	475.28	435.02	395.25	168.02	
	Armatures verticale	A _{v1} (cm ²)	5.65	8.54	3.71	9.34
		A _{v2} (cm ²)	10.89	16.62	7.11	7.80
Armatures de coutures	A _{vj}	18.29	16.74	13.07	6.46	
Armature minimale	A _{v 1 min} (cm ²)	4.8	4.8	4.8	6.8	
	A _{v 2 min} (cm ²)	21.7	21.9	21.6	14.7	
Armature verticale adopté	A1=A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	10.22	12.72	6.97	9.50	
	A2=A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	15.46	20.80	10.37	9.41	
	A _{adoptée} /bande d1/ cm ²	2x5 HA 12	2x5 HA 12	2x5 HA 10	2x7 HA 10	
	Espacement	10	10	10	10	
	A _{adoptée} /banded2 /cm ²	2x11 HA 12	2x11HA 12	2x11HA12	2x8HA12	
	Espacement	20	20	20	20	
Armature horizontale	A _h (cm ²) totale	3.92	3.92	3.92	3.92	
	A _h adoptée (cm ²) / ml	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	
	Espacement	20	20	20	20	
Armatures transversales	A _t adoptée (cm ²)	04 épingles de HA8 / m ²				
Vérification Des contraintes	contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	0.96	0.87	0.78	0.33
		$\tau_u = 3.26$	0.68	0.62	0.56	0.23
	ELS	N _s (KN)	2590.96	3084.97	2044.10	1008.62
		$\sigma_{bc}=15$	3.14	3.74	2.46	1.21

Tableau V.C.3 : Ferrailage des voiles : P11.P12.P13.P14 dans le sens transversal.

V.C.2 : Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

1) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat

2) Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**❖ Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute

a) Ferrailage des linteaux :

$$\text{Premier cas : } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion → A_l

Des aciers transversaux → A

Des aciers en partie courants (de peau) → A_c

❖ Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

$$\text{avec : } z = h - 2d'$$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant (V = 1,4.V_u).

❖ Aciers transversaux :

❖ Premier sous cas : Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{avec : } S_t \leq \frac{A_l \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Ou : **St**: espacement des cours d'armatures transversales.

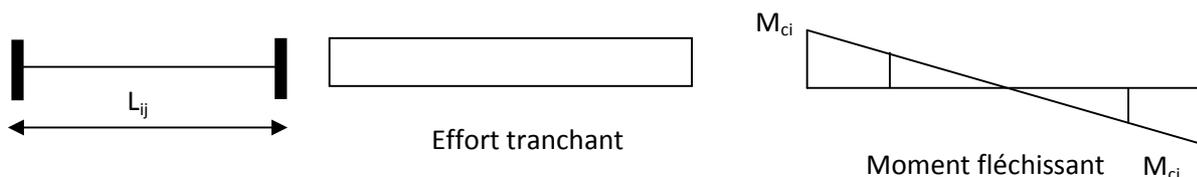
At: section d'un cours d'armatures transversales.

❖ **Deuxième sous cas :**

Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$) avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1, V_2)$

Ou : $V_1 = 2 V_u \text{ calcul}$ $V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

M_{ci} et **M_{cj}** : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : **M_c = At.f_e.z.**



$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

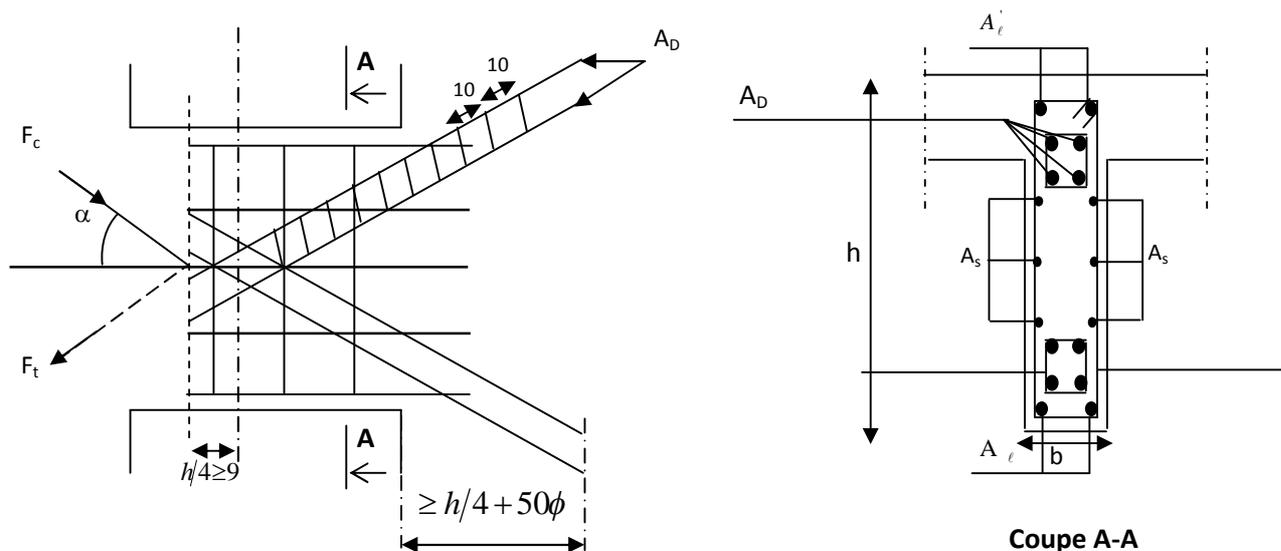


Figure V.C.7 : Schéma ferrailage du linteau.

❖ **Ferrailage minimal :**

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

- **Armatures de diagonales :**

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

- **Armature de peau :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou' (A_c , 2nappe) doivent être au total d'un minimum égale a'0,20% de la section verticale du linteau, $A_c=0,20\%b$

- **Zone I :** S-sol, RDC, 1er et 2ème niveau.
- **Zone II :** Du 3ème au 6ème niveau.
- **Zone III :** Du 7ème au 10ème niveau.

3) Exemple de calcul :

- Les caractéristiques géométriques du Linteau de sous sol (zone I)

$$h = 1.12 \text{ m} ; b = 0.20 \text{ m} ; L = 1.20 \text{ m}$$

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant par logiciel (ETABS)

Vu doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

$$\text{Soit : } V = 1,4 \times 298.45 = 417.83 \text{ KN.}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = V / b_0 d ; d = 0,9 h = 100.8 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 417830 / (0.20 \times 0.9 \times 1.12 \times 10^6) = 2.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

b) Armatures longitudinales ($A_l=A'_l$) :➤ **RPA2003 :**

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 20 \times 112 = 3.36 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL 91 :**

$$A_t \geq (0.23 \times 2.1 \times 20 \times (112-3)) / 400 = 2.63 \text{ cm}^2.$$

$$\longrightarrow A_l = A'_l = 3.99 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2HA16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

c) Armatures transversales :

$$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.25 \% \times b \times S_t$$

$$S_t \leq (h / 4) = (112 / 4) = 28 \text{ cm}.$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.25 \% \times 20 \times 25 = 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit : } 1 \text{ HA } 14 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

d) Armatures diagonales :

$\tau_b = 2.07 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$ donc les armature diagonales sont nécessaires.

$$A_D = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h-2d')/L = (112-6)/120 = 0.88 \quad \text{donc:} \quad \alpha = 41.45^\circ$$

$$A_D = (298.45 \times 10 / 2 \cdot 400 \cdot \sin 41.45^\circ) = 5.63 \text{ cm}^2.$$

$$\longrightarrow \text{Soit : } 4 \text{ HA } 14 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

e) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 112 = 4.48 \text{ cm}^2.$$

$$\longrightarrow \text{Soit : } 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

f) Longueur d'ancrage :

$$L_d = (h/4) + 50 \phi = (112/4) + 50 \times 1 = 78 \text{ cm}.$$

$$\longrightarrow \text{Soit : } L_d = 80 \text{ cm}.$$

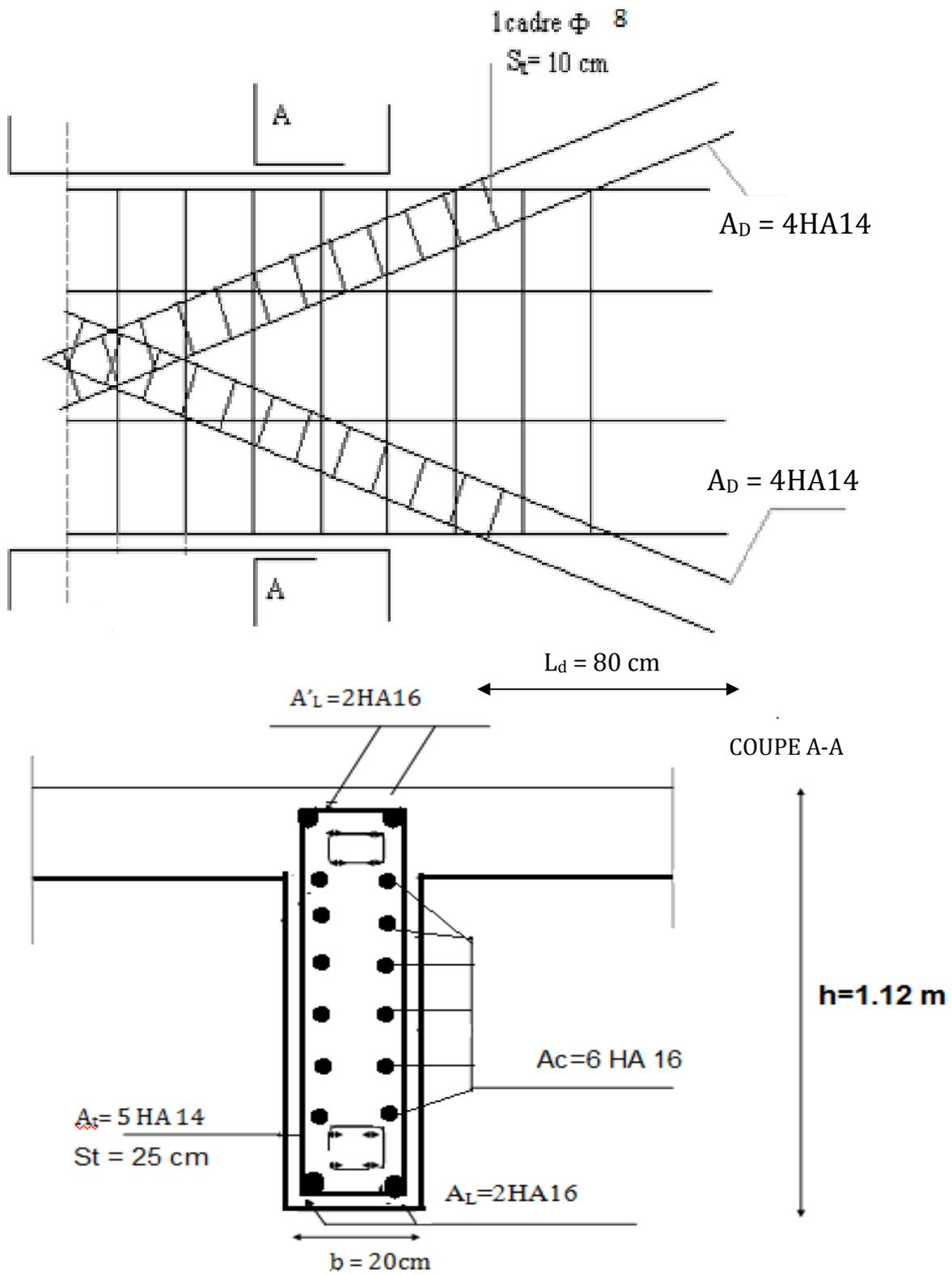


Figure V.C.8 : Ferraillage de linteau de l'exemple de calcul.

➤ Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Zone	I (S / S)	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1.12	0.66	0.66	0.66
	L(m)	1.20	1.20	1.20	1.20
	e (cm)	0.20	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	τ_b (MPa)	2.07	3.27	3.00	2.77
	V_u (KN)	298.45	278.12	255.25	235.44
Ferrailage des linteaux	A_I = A_I' (cm²)	3.36	1.98	1.98	1.98
	Choix des barres	2HA16	2HA12	2HA12	2HA12
	S_t(cm)	14	14	14	14
	A_t (cm²)	1.25	0.75	0.75	0.75
	Choix des barres	1HA14	1HA10	1HA10	1HA10
	S_t (cm)	25	15	15	15
	A_D (cm²)	5.63	7.77	7.13	6.58
	Choix des barres	4 HA 14	4HA16	4HA16	4HA16
	A_c (cm²)	4.48	2.64	2.64	2.64
	Choix des barres/nappe	6 HA 10	4HA10	4HA10	4HA10
	Longueur d'ancrage (cm)	80	70	70	70

Tableau V.C.4 : Récapitulatif de Ferrailage des linteaux.

Résultats :

	Zone	I (S-S)	I	II	III
Armatures longitudinales	Bande d ₁	2x4 HA12	2x4 HA12	2x5 HA10	2x4 HA10
	Bande d ₂	2x6 HA12	2x5 HA12	2x5 HA10	2x5 HA10
Armatures horizontales	Ah adoptée (cm ²) / ml	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				

Tableau V.C.5 : Récapitulatif de Ferrailage des trumeaux dans le sens longitudinal (petit voile).

	Zone	I (S-S)	I	II	III
Armatures longitudinales	Bande d ₁	2x6 HA12	2x6 HA12	2x6 HA 12	2x7 HA 10
	Bande d ₂	2x11HA12	2x12HA 12	2x12HA12	2x10HA10
Armatures horizontales	Ah adoptée (cm ²) / ml	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				

Tableau V.C.6 : Récapitulatif de Ferrailage des trumeaux dans le sens longitudinal (Voile long).

	Zone	I (S-S)	I	II	III
Armatures longitudinales	Bande d ₁	2x5 HA 12	2x5 HA 12	2x5 HA 10	2x7 HA 10
	Bande d ₂	2x11HA 12	2x11HA 12	2x11HA12	2x8HA12
Armatures horizontales	Ah adoptée (cm ²) / ml	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10	5 HA 10
Armatures transversales	4 Epingles HA8/m ²				

Tableau V.C.7 : Récapitulatif de Ferrailage des trumeaux dans le sens transversal.

	I (S-S)	I	II	III
A _l	2HA16	2HA12	2HA12	2HA12
A _t	1HA14	1HA10	1HA10	1HA10
A _d	4 HA 14	4HA16	4HA16	4HA16
A _c	6 HA 10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V.C.8 : Récapitulatif de Ferrailage des linteaux.

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **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).

VI.1: Etude géotechnique du sol :

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.75 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.2: Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

VI.3: pré dimensionnement des fondations :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,175 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\text{D'où : } B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

❖ Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Sens longitudinale :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L1}	2234.84	5.15	2.48	12.77
V _{L2}	2235.75	5.15	2.48	12.77
V _{L3}	3594.25	4.17	4.92	20.52
V _{L4}	3594.26	4.17	4.92	20.52
V _{L5}	2251.82	5.15	2.49	12.82
V _{L6}	2251.94	5.15	2.50	12.87
				St = 92.27

Tableau V.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

➤ Sens transversale :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{T1}	2803.61	4.75	3.37	16.00
V _{T2}	2803.68	4.75	3.38	16.05
V _{T3}	2844.07	4.75	3.42	16.25
V _{T4}	2844.05	4.75	3.42	16.25
				St = 64.55

Tableau V.2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_1 + S_2 = 92.27 + 64.55 = 156.82 \text{ m}^2$.

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

1 -Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i = 3290,62 \text{ KN}$

2 -Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec : } L \text{ est la distance entre nus des poteaux.}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique 2).

poteaux	N _{ser}	e _i (m)	Ns x ei	Mi
1	690.98	10.125	6996.17	16.322
2	986.54	5.425	5351.98	4.428
3	1043.16	1.705	1778.58	10.736
4	1043.16	-1.705	-1778.58	-10.736
5	986.54	-5.425	-5351.98	-4.428
6	690.98	-10.125	-6996.17	-16.322
	Σ = 3660.42		Σ = 0	Σ = 0

Tableau V.3 : Détermination de la résultante des charges.

❖ **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_s = 3660.40 \text{ KN}$

Coordonnées de la résultante des forces: $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.00m$

b .1) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.00m < \frac{L}{6} = \frac{20.23}{6} = 3.37m \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4427.25}{20.23} = 180.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4427.25}{20.23} = 180.94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4427.25}{20.23} = 180.94 \text{ KN/m}^2$$

b.2) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{180.94}{175} = 1.03 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.10 \text{ m}$

On aura donc, $S = B \times L = 1.10 \times 17.65 = 19.42 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec : $S_t = 19.42 \times 5 + 156.82 = 253.92 \text{ m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 357.41 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{253.92}{357.41} = 0.7104 = 71.04\%$$

La surface totale des semelles représente **71.04 %** de la surface du bâtiment.

❖ Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de **50 %** de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

VI.4: Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A) Pré dimensionnement du radier :

❖ **Condition de vérification de la longueur élastique :** $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.70\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,96 \text{ m}$$

Condition forfaitaire : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0.58 \text{ m} \leq h \leq 0.94 \text{ m}$

Avec : $L_{\max} = 4.70 \text{ m}$.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : **$h = 100 \text{ cm}$.**

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{h_d = 45 \text{ cm.}}$$

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \mathbf{h_n = 100 \text{ cm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\mathbf{0.4 h = 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} < b_n < 0.7 h = 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}}$$

Soit : $h_n = 55 \text{ cm}$.

Résultats :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle : **$h_d = 45 \text{ cm}$.**
- Hauteur de la nervure : **$h_n = 100 \text{ cm}$.**
- Largeur de la nervure : **$b_n = 55 \text{ cm}$.**

B) Calcul de la surface nécessaire au radier :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 61124.466 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 44690.89 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{61124.466}{1,33 \times 175} = 262.62 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{44690.89}{175} = 255.37 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 262.62 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 17.65 \times 20.25 = 357.41 \text{ m}^2 > S_{rad} = 262.62 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{deb} = 75 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 385.83 \text{ m}^2$.

C) Détermination des efforts à la base du radier :

$$G_T = P_{\text{(superstructure)}} + P_{\text{(infrastructure)}} + P_{\text{(Voile)}}$$

$$Q_{tot} = Q_{\text{(superstructure)}} + Q_{\text{Stockage}} \times S_{radier}$$

a) Poids du radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle = $(0.45 \times 385.83 \times 25) = 4340.58 \text{ KN}$.
- Poids des nervures = $[(0.5 \times 0.55 \times 20.25 \times 6) + [(0.5 \times 0.55 \times 17.65 \times 5)] \times 25 = 1442.03 \text{ KN}$.
- Poids de T.V.O = $[(385.83 - 104.87) \times 0.55 \times 17] = 2626.98 \text{ KN}$.
- Poids de la dalle flottante libre = $(385.83 - 104.87) \times 0.15 \times 25 = 1053.6 \text{ KN}$.
Avec : $(e_p = 15 \text{ cm})$.
- Poids du voile périphérique : $P_{voile} = 25 \times 0.20 \times 37.9 \times 3.52 = 667.04 \text{ KN}$

❖ Charge permanente apportée sur le radier G_T :

$$G_T = 39412.46 + 9463.19 + 667.04 = 49542.69 \text{ KN}$$

❖ Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T :

$$Q_T = 5278.43 + 2.5 \times 385.83 = 6243.005 \text{ KN}$$

b) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 49542.69 + 1.5 \times 6243.005 = 76247.14 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 49542.69 + 6243.005 = 55785.70 \text{ KN}$$

D) Vérifications :**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{76247.14 \times 1}{385.83} \times \frac{4.70}{2} = 464.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{464.40}{1 \times 0.405} = 1146.67 \text{ KN/m}^2 = 1.14 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :**• Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,875 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,575 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{21.75 \times 19.15^3}{12} = 12728.71 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{19.15 \times 21.75^3}{12} = 16419.70 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$M_{xsd} = [45152.374 + (4581.33 \times 1)] = 49733.704 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76247.14}{385.83} + \frac{49733.704}{16419.70} \times 10,875 = 230.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{76247.14}{385.83} - \frac{49733.704}{16419.70} \times 10,875 = 164.68 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 230.56 + 164.68}{4} = 214.09 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 175 = 232.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A l'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55785.70}{385.83} + \frac{49733.704}{16419.70} \times 10,875 = 177.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55785.70}{385.83} - \frac{49733.704}{16419.70} \times 10,875 = 111.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 177.52 + 111.65}{4} = 161.05 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 175 \text{ KN/m}^2$$

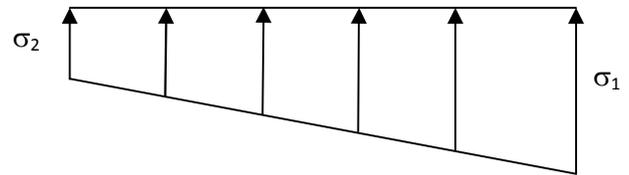


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes sous radier

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_{ysd} = [47083.615 + (4088.89 \times 1)] = 51172.505 \text{ KN.m}$$

➤ **A'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76247.14}{385.83} + \frac{51172.505}{12728.71} \times 9.575 = 236.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{76247.14}{385.83} - \frac{51172.505}{12728.71} \times 9.575 = 159.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 236.11 + 159.12}{4} = 216.86 / m^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 175 = 232.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55785.70}{385.83} + \frac{51172.505}{12728.71} \times 9.575 = 183.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55785.70}{385.83} - \frac{51172.505}{12728.71} \times 9.575 = 106.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 183.08 + 106.10}{4} = 163.83 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 175 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E) Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

E.1 : Ferraillage de la dalle:

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4$ \longrightarrow La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $(L_x < L_y)$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

Donc on le prend comme exemple de calcul :

$L_x = 4.30 - 0.45 = 3.85 \text{ m.}$

$L_y = 4.70 - 0.45 = 4.25 \text{ m.}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{4.25} = 0.90$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

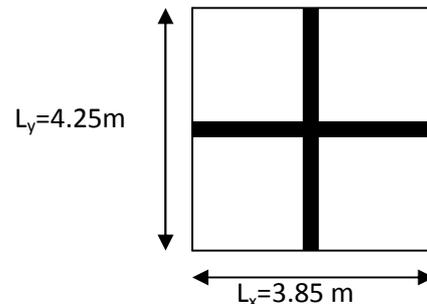


Figure V.3 : Le panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (216.86 - \frac{9463.2}{385.83}) \times 1\text{m} = 192.33\text{KN/ml}$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (163.83 - \frac{9463.2}{385.83}) \times 1\text{m} = 139.30\text{KN/ml.}$

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$v=0 ; \rho = 0.90 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0458. \\ \mu_y = 0.778. \end{array} \right.$$

On aura donc $\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0458 \times 192.33 \times 3.85^2 = 130.57\text{KN.m} \\ M_y = 0.778 \times 130.57 = 101.58\text{KNm} \end{array} \right.$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

0.75 : pour les moments en travées,

0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 130.57 = 65.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 101.58 = 50.79 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 130.57 = 39.171 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 101.58 = 30.47 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 130.57 = 97.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 101.58 = 76.185 \text{ KN.m}$$

a) Ferrailage a l'ELU :

a.1) -Ferrailage dans le sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{65.28 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.028 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{65.28 \times 10^3}{0.986 \times 40 \times 348} = 4.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 7 \text{ HA } 14/\text{ml} = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 15 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{97.92 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.042 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.979$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{97.92 \times 10^3}{0.979 \times 40 \times 348} = 7.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 7 \text{ HA } 16/\text{ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 15 \text{ cm.}$$

a.2) -Ferrailage dans le sens y-y :➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50.79 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.022 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50.79 \times 10^3}{0.989 \times 40 \times 348} = 3.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7 HA 14/ml = 10.77 cm²/ml St = 15cm➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{76.185 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.032 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.984$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{76.185 \times 10^3}{0.985 \times 40 \times 348} = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7 HA 16/ml = 14.07 cm²/ml St = 15cm**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

b) Vérification à l'ELU :❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec : $A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$ et $\delta_o = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 45 \times \left(\frac{3-0.90}{2} \right) = 3.78 \text{ cm}^2.$$

			A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	Appui	10.77	3.78	Condition vérifiée
		Travée	14.07		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	10.77		Condition vérifiée
		Travée	14.07		Condition vérifiée

Tableau V.4 : Vérification de la section minimale.

❖ Vérification des espacements : (RPA art 8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = St \leq \min \{135; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = St \leq \min \{180; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$St = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{192.33 \times 4.25}{2} = 408.70 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{408.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.91 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 2.5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Calcul et vérification à l'E.L.S :

❖ Evaluation des moments M_x et M_y :

$$v=0.2; \rho=0.90 \begin{cases} \mu_x = 0.0529. \\ \mu_y = 0.846. \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0529 \times 139.30 \times 3.85^2 = 109.23 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.846 \times 109.23 = 92.40 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Sens x-x :

- Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 109.23 \times 0.5 = 54.62 \text{ KN.m}.$
- Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 109.23 \times 0.75 = 81.92 \text{ KN.m}.$

➤ Sens y-y :

- Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 92.40 \times 0.5 = 46.20 \text{ KN.m}.$
- Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 92.40 \times 0.75 = 69.30 \text{ KN.m}.$

❖ Vérification des contraintes :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5x f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\} = \{0.5 \times 400; 90\sqrt{1,6 \times 2,1}\} = 164.97 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul :

➤ Sens x-x :

Donnés : $M_s = 54.62 \text{ KN.m}$, $d = 42 \text{ cm}$; $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_b = K\sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 40} = 0,231 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \begin{cases} B_1 = 0,923 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,020 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{54.62 \times 10^3}{0,918 \times 40 \times 10.77} = 138.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 0,022 \times 138.12 = 3.04 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Sens		A_s (cm^2)	M_s (KN.m)	ρ_1	B_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (Ma)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
xx	Appuis	10.77	54.62	0.268	0.918	0.022	138.12	164.97	3.04	15	Vérifiée
	travée	14.07	81.92	0.351	0.908	0.025	160.31	164.97	4.00	15	Vérifiée
yy	Appuis	10.77	46.20	0.268	0.918	0.022	116.82	164.97	2.57	15	Vérifiée
	travée	14.77	69.30	0.351	0.908	0.025	129.19	164.97	3.22	15	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Remarque : Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

E.2 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 75\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

❖ **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $P_u = 192.33 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-192.33 \times 0.75^2}{2} = -54.10 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = 139.30 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-139.30 \times 0.75^2}{2} = -39.18 \text{ KN.m}$$

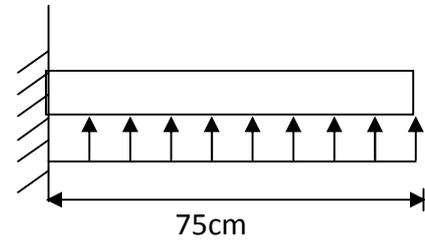


Figure V.4: Schéma statique du débord

❖ **Calcul des armatures :**a) **Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 42 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54.10 \times 10^3}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.022 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{54.10 \times 10^3}{0.989 \times 42 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = b / 5 = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$

b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = b / 4 = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 42 \times 2.1}{400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.07 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54.10}{39.18} = 1.39$$

$$\mu_s = 0.048 \rightarrow \alpha = 0.0615$$

$$\alpha = 0.615 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

E.3 : Ferrailage des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

❖ **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant: $l_m = l_x (0.5 - \rho x^2 / 6)$

Effort tranchant: $l_t = l_x (0.5 - \rho x / 4)$

❖ **Cas de chargement triangulaire :**

$L_x = L_y \longrightarrow \rho x = 1$

Moment fléchissant: $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant: $l_t = 0.25 \times l_x$

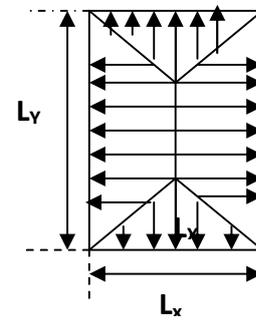


Figure V.5 : Présentation des chargements

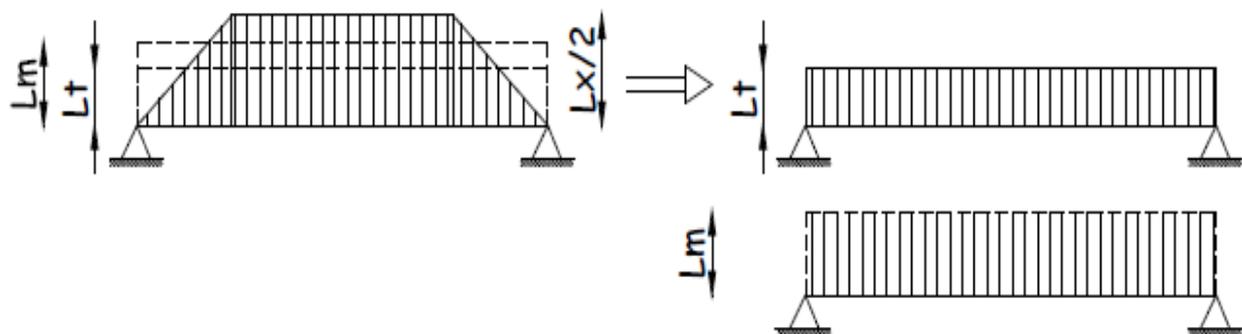


Figure V.6 : Présentation des chargements simplifiés.

a) Les charges revenant aux nervures :

$$q_u = 192.33 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 139.30 \text{ KN/ml.}$$

b) Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel **ETABS**.

➤ **Sens longitudinal :**

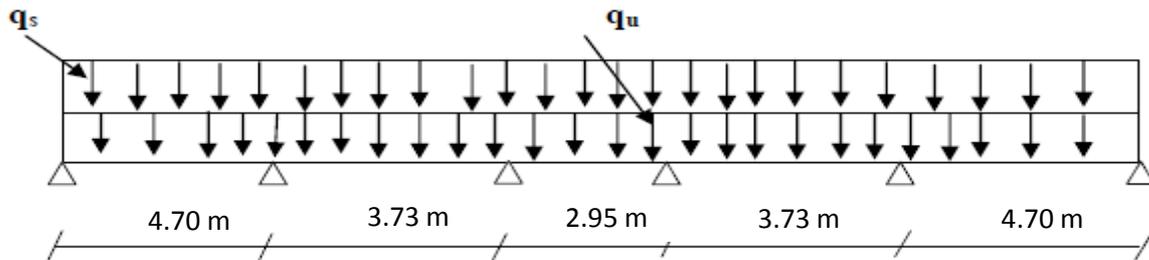


Figure V.7 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).

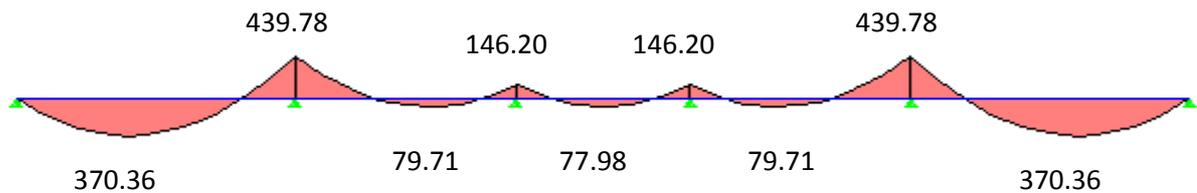


Figure V.8 : Diagramme des moments à l'ELU (sens longitudinal)

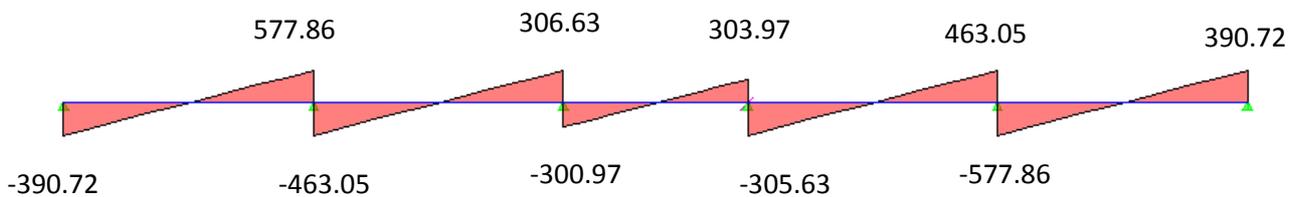


Figure V.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)

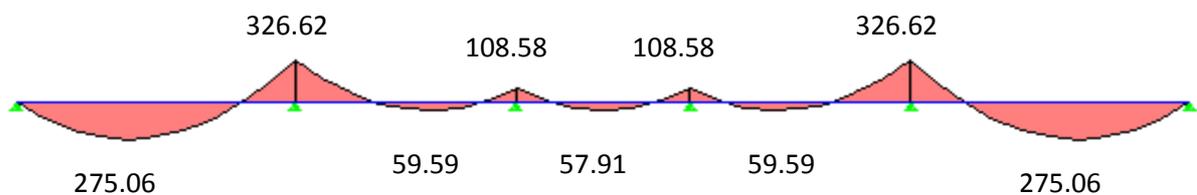


Figure V.10 : Diagramme des moments à l'ELS (sens longitudinal)

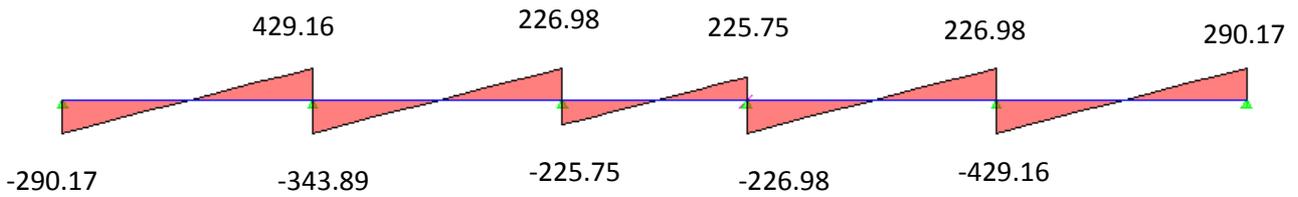


Figure V.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

❖ Après correction :

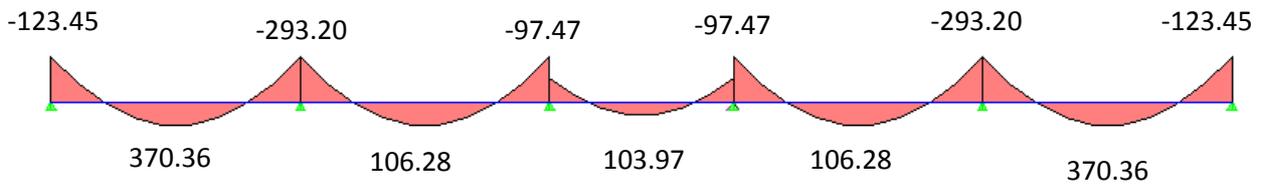


Figure V.12 : Diagramme des moments à l'ELU (sens longitudinal)

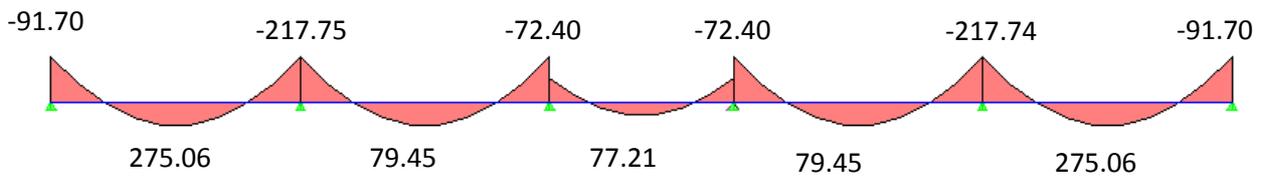


Figure V.13 : Diagramme des moments à l'ELS (sens longitudinal)

➤ Sens transversal :

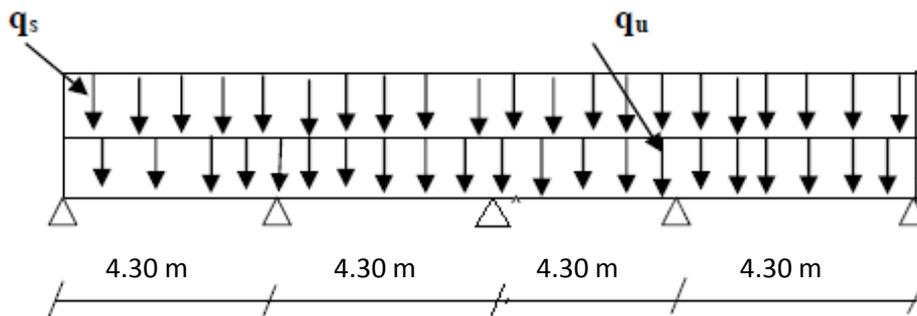


Figure V.14: Schéma statique de la nervure (sens transversal)

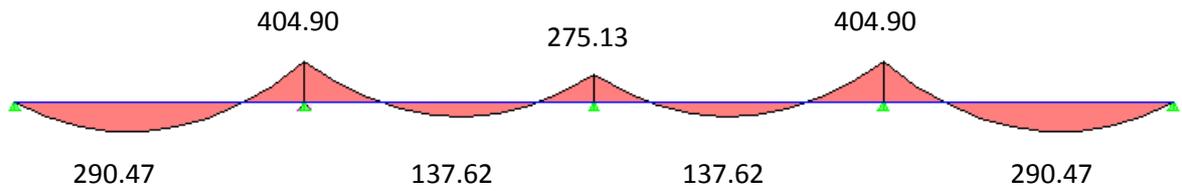


Figure V.15 : Diagramme des moments a l'ELU (sens transversal)

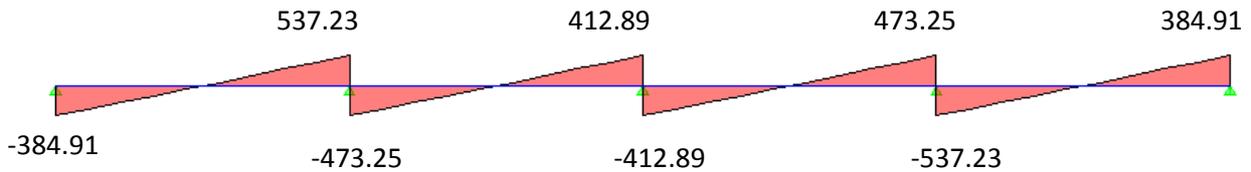


Figure V.16 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU (sens transversal)

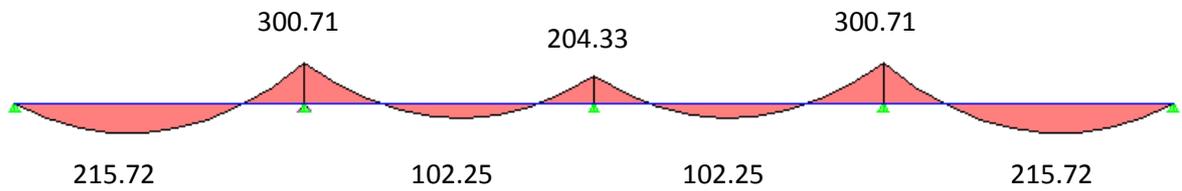


Figure V.17 : Diagramme des moments a l'ELS (sens transversal)

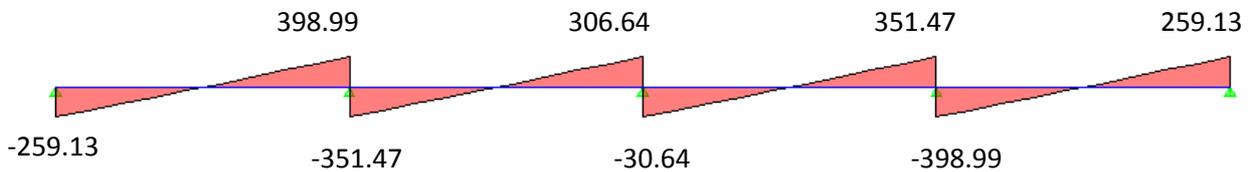


Figure V.18 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELS (sens transversal)

❖ Après correction :

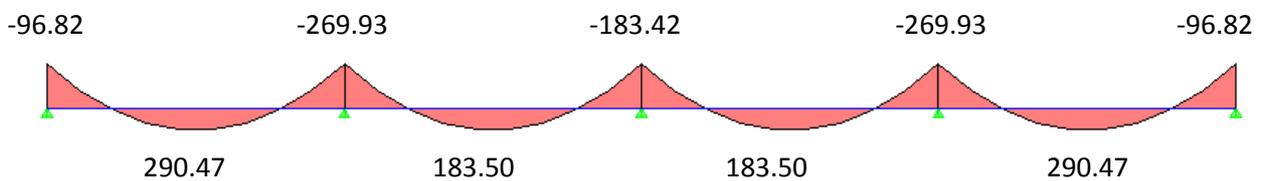


Figure V. 19 : Diagramme des moments a l'ELU (sens transversal)

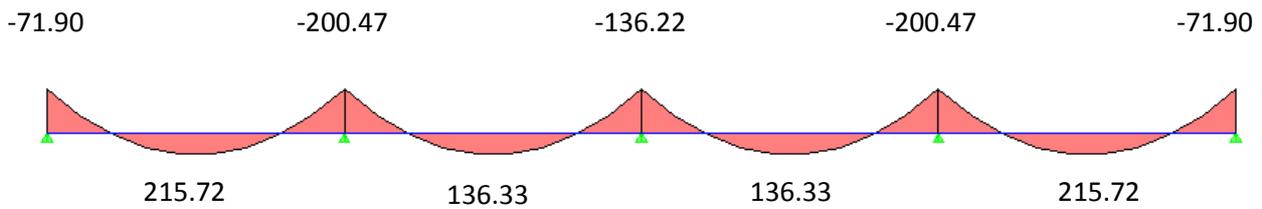


Figure V.20 : Diagramme des moments a l'ELS (sens transversal)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{a max} (KN.m)	293.20	217.75	269.93	200.99
M_{t max} (KN.m)	370.36	275.06	290.47	215.72
T_{max} (KN)	577.86	429.16	537.23	398.99

Tableau V.6 : Les efforts internes dans les nervures.

c) Ferrailage de la nervure :

C.1 : Armatures longitudinales :

b=55 cm d= 95 cm f_{bu} = 14.2 MPa σ_s = 348 MPa.

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

		M _U (KN.m)	μ	μ ₁	obs	β	A _s (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sens x-x	appuis	293.20	0.042	0.392	SSA	0.979	9.06	8 HA 16 = 16.08
	travée	370.36	0.052	0.392	SSA	0.973	11.51	4 HA20+4HA16 = 20.60
Sens y-y	appuis	269.93	0.038	0.392	SSA	0.981	8.32	4 HA16+4HA14 = 14.19
	travée	290.47	0.042	0.392	SSA	0.979	8.97	8 HA16 = 16.08

Tableau V.7 : Calcul des armatures de la nervure.

C.2 : Armatures transversales :

❖ Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm.}$$

❖ Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 19.2\} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 25 \text{ cm.}$$

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

- ❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

d) Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➡ Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- ❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 577.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{577.86 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.10 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

- ❖ **Vérification des contraintes :**

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 x f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ 0.5 \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 164.97 \text{ MPa}$$

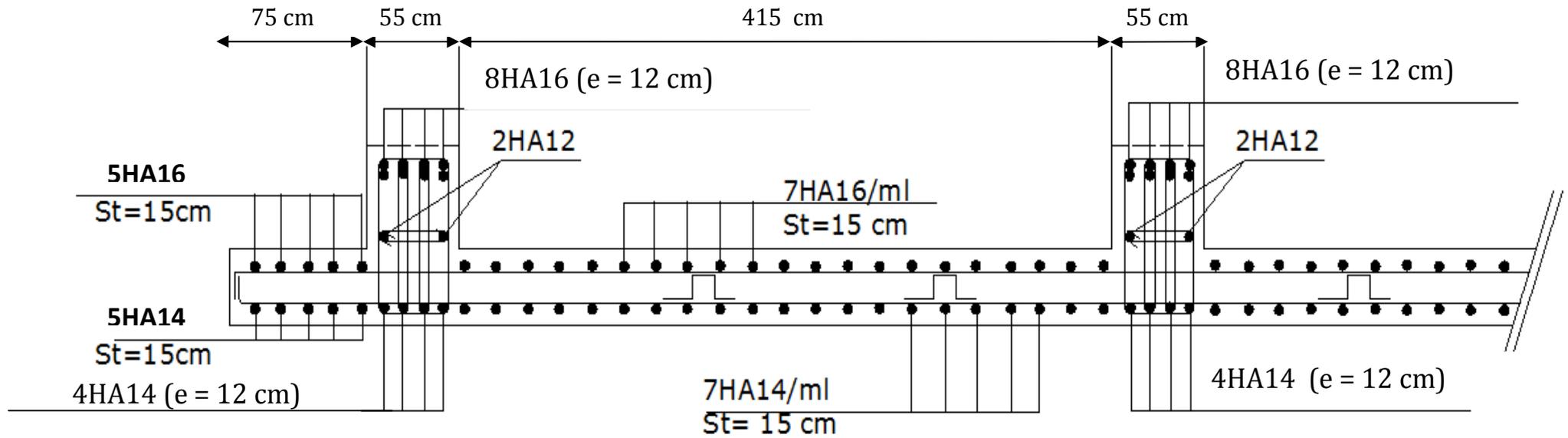
- **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

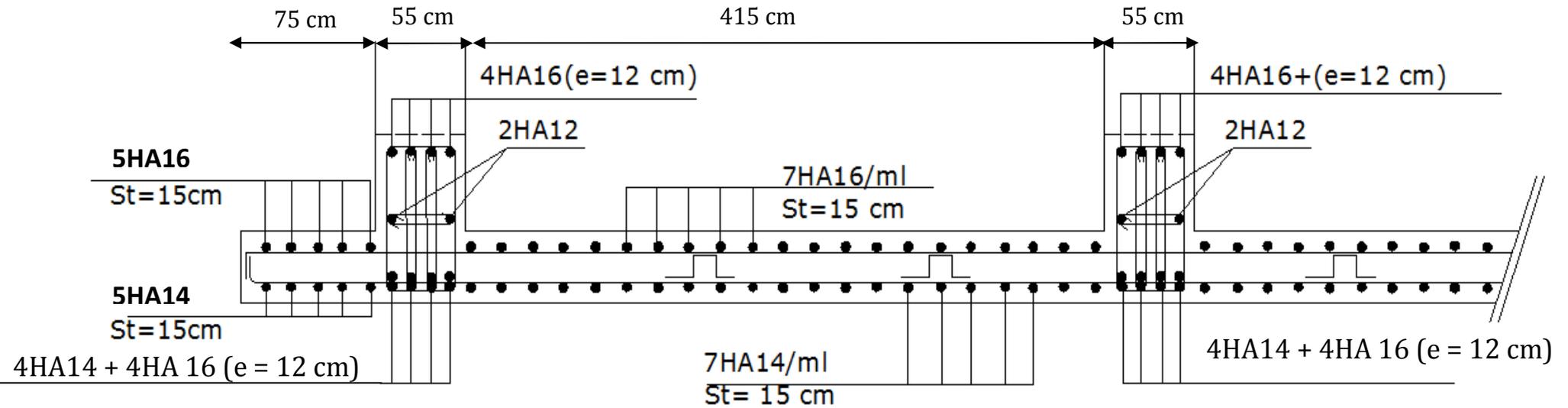
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A_s (cm ²)	M_s (KN.m)	ρ_1	B_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MP)	Obs
xx	Appuis	16.08	217.75	0.307	0.913	0.023	156.12	164.97	3.59	15	Vérifiée
	travée	20.60	275.06	0.398	0.903	0.027	155.64	164.97	4.25	15	Vérifiée
yy	Appuis	14.19	200.99	0.268	0.918	0.022	164.15	164.97	3.57	15	Vérifiée
	travée	16.08	215.72	0.299	0.914	0.023	154.50	164.97	3.55	15	Vérifiée

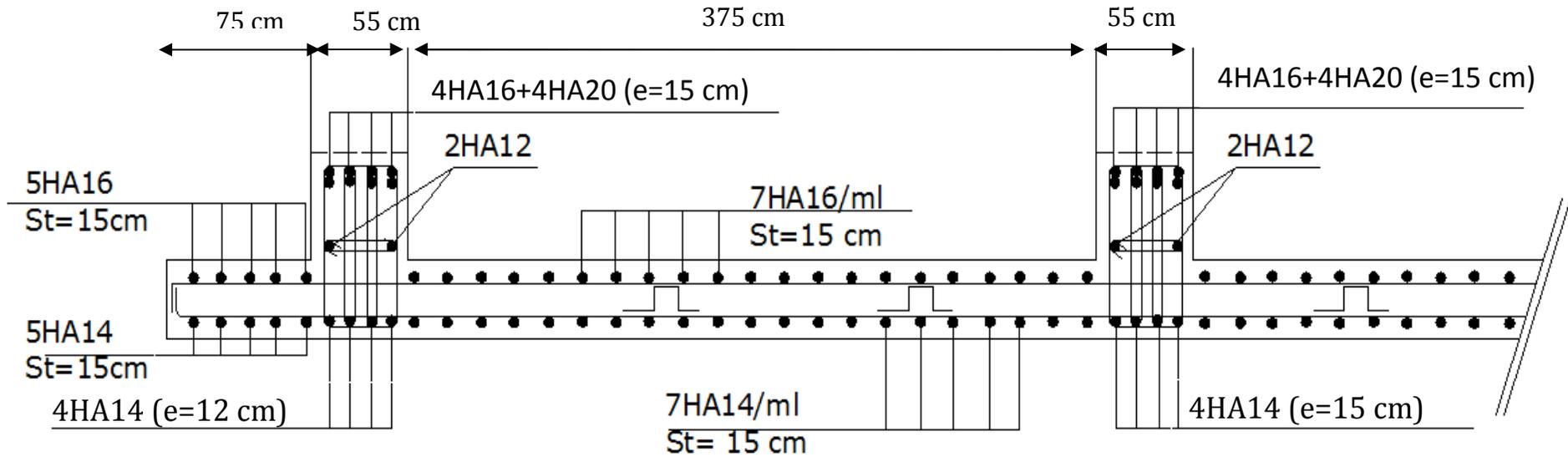
Tableau V.8 : Vérification des contraintes a l'ELS.



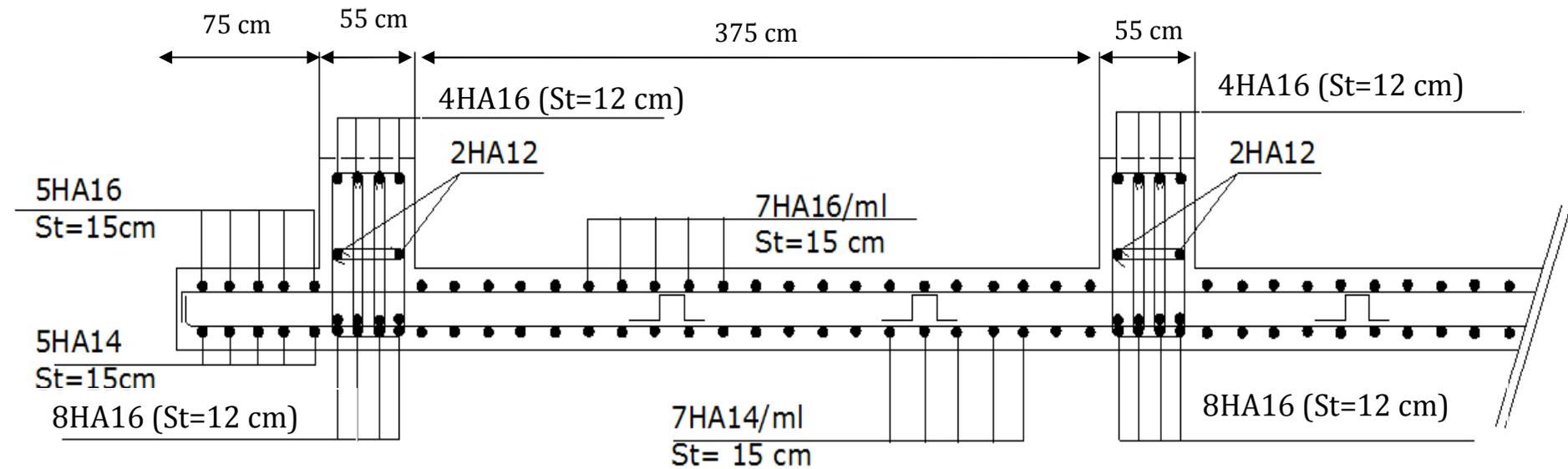
Ferrailage du radier dans le sens longitudinal (en travée)



Ferrailage du radier dans le sens longitudinal (en appuis)



Ferrailage du radier dans le sens transversal(en travée)



Ferrailage du radier dans le sens transversal (en appuis)

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

VII.1 : Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Article.10.12) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

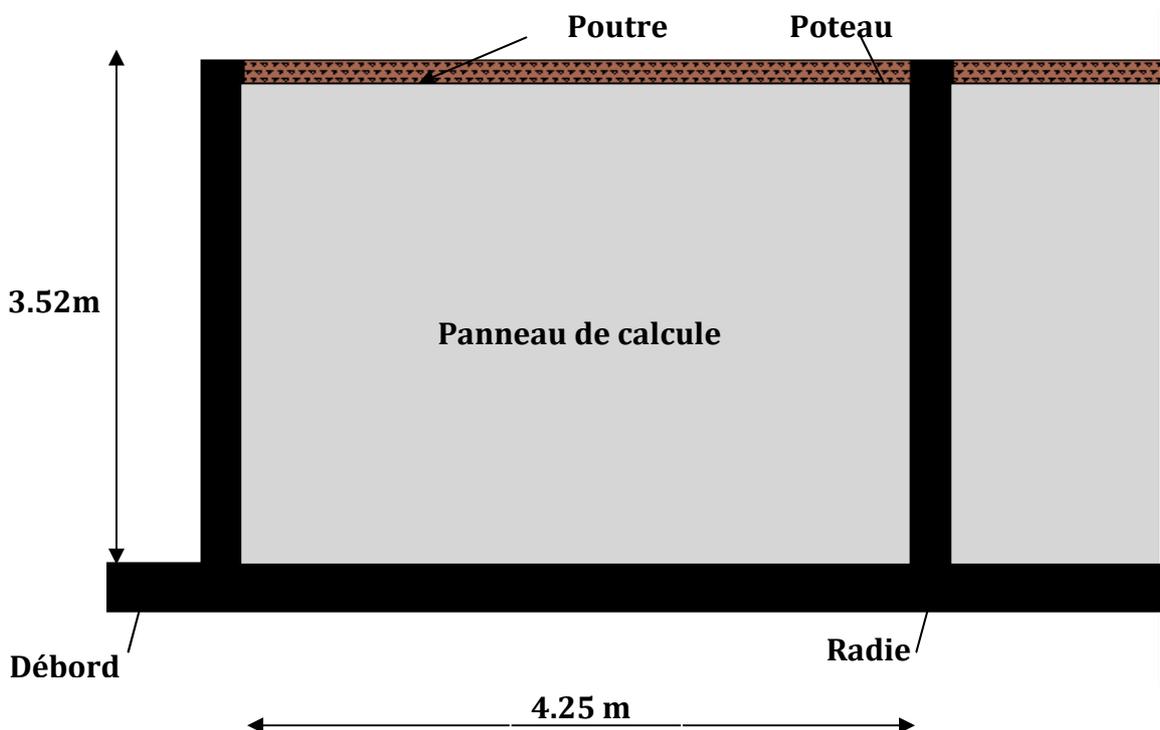


Figure VII.1 : Panneau a calculée.

VII.2 : Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $\left(K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \right)$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

❖ **Données de calcul :**

- Surcharge éventuelles : $q = 10 \text{ KN/ml}$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $c = 0$.

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

• **A l'ELU :**

$$\sigma_H = k_0 \times (1,5 \times q + 1,35 \times \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} : \sigma_H = 7,8 \text{ KN / m}^3$$

$$h = 3,52 \text{ m} : \sigma_H = 62,16 \text{ KN / m}^3$$

• **A l'ELS :**

$$\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} : \sigma_H = 5,2 \text{ KN / m}^3$$

$$h = 3,52 \text{ m} : \sigma_H = 45,47 \text{ KN / m}^3$$

❖ **Diagramme des contraintes :**

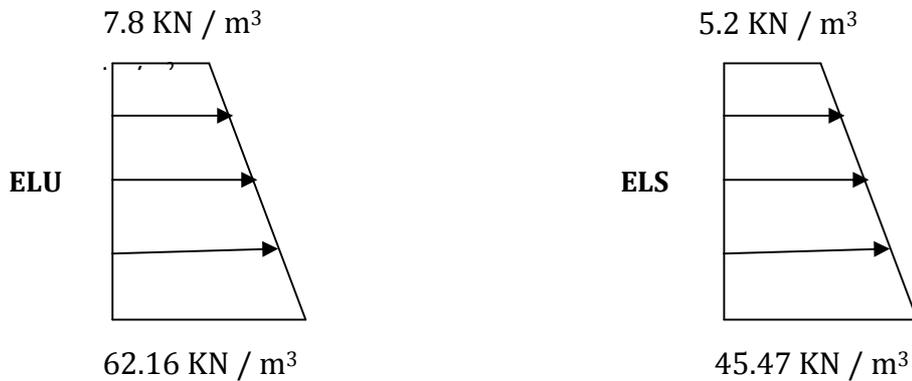


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.

❖ **Charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

• **A l'ELU**

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 62,16 + 7,8}{4} \times 1 = 48,57 \text{ KN / ml}$$

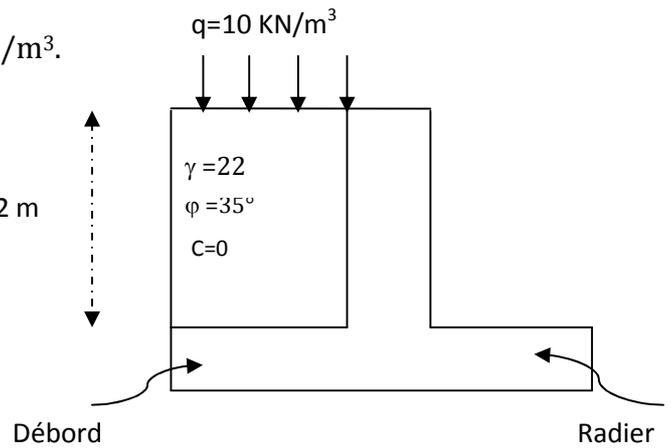


Figure VII.2 : Schéma statique du voile périphérique.

- **A'ELS**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times l}{4} = \frac{3 \times 45.47 + 5.2}{4} \times 1 = 35.40 \text{ KN / ml}$$

VII.3 : Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, 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 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - 0,3 (appuis de rive).
 - 0,5 (autres appuis).

3. Identification des panneaux

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

$$L_y = 4.25 \text{ m} \quad L_x = 3.52 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.52}{4.25} = 0.83$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.83 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc} \quad \begin{cases} M_x = 0.0531 \times 48.57 \times 3.52^2 = 31.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.649 \times 37.43 = 24.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. Correction des moments :

- **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 31.95 = 15.975 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 31.95 = 23.96 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 24.29 = 12.14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.29 = 18.22 \text{ KN.m}$$

5. Ferrailage :

Sens	Zone	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	Adoptée	St (cm)
X-X	Appuis	15.975	0.038	0.981	2.75	2.05	6HA12	20
	Travée	23.96	0.058	0.970	4.17	2.05	6HA12	20
Y-Y	Appuis	12.14	0.030	0.985	2.08	2.05	6HA12	20
	Travée	18.22	0.044	0.978	3.14	2.05	6HA12	20

Tableau VII.1: Ferrailage du voile périphérique.**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).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA 8.

7. Vérification à l'ELS :

$$\nu = 0.2 ; \rho = 0.83 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0600. \\ \mu_y = 0.750. \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0600 \times 35.40 \times 3.52^2 = 26.32 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.750 \times 26.32 = 19.74 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 26.32 = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 26.32 = 19.74 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 19.74 = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.74 = 14.80 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 / 3 x f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ 2 / 3 x 400 ; 110 \sqrt{1,6 x 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPA}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A_s (cm ²)	M_s (KN.m)	ρ_1	B_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MP)	Obser
xx	Appuis	6HA12	13.16	0.398	0.903	0.027	126.44	201.63	3.41	15	Vérifiée
	travée	6HA12	19.74	0.398	0.903	0.027	189.66	201.63	5.12	15	Vérifiée
yy	Appuis	6HA12	9.87	0.398	0.903	0.027	94.83	201.63	2.56	15	Vérifiée
	travée	6HA12	14.80	0.398	0.903	0.027	142.20	201.63	3.83	15	Vérifiée

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Résultats:

- ❖ L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de **20cm**.
- ❖ Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
 - **Sens x-x :**
 - En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.
 - Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.
 - **Sens y-y :**
 - En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.
 - Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.

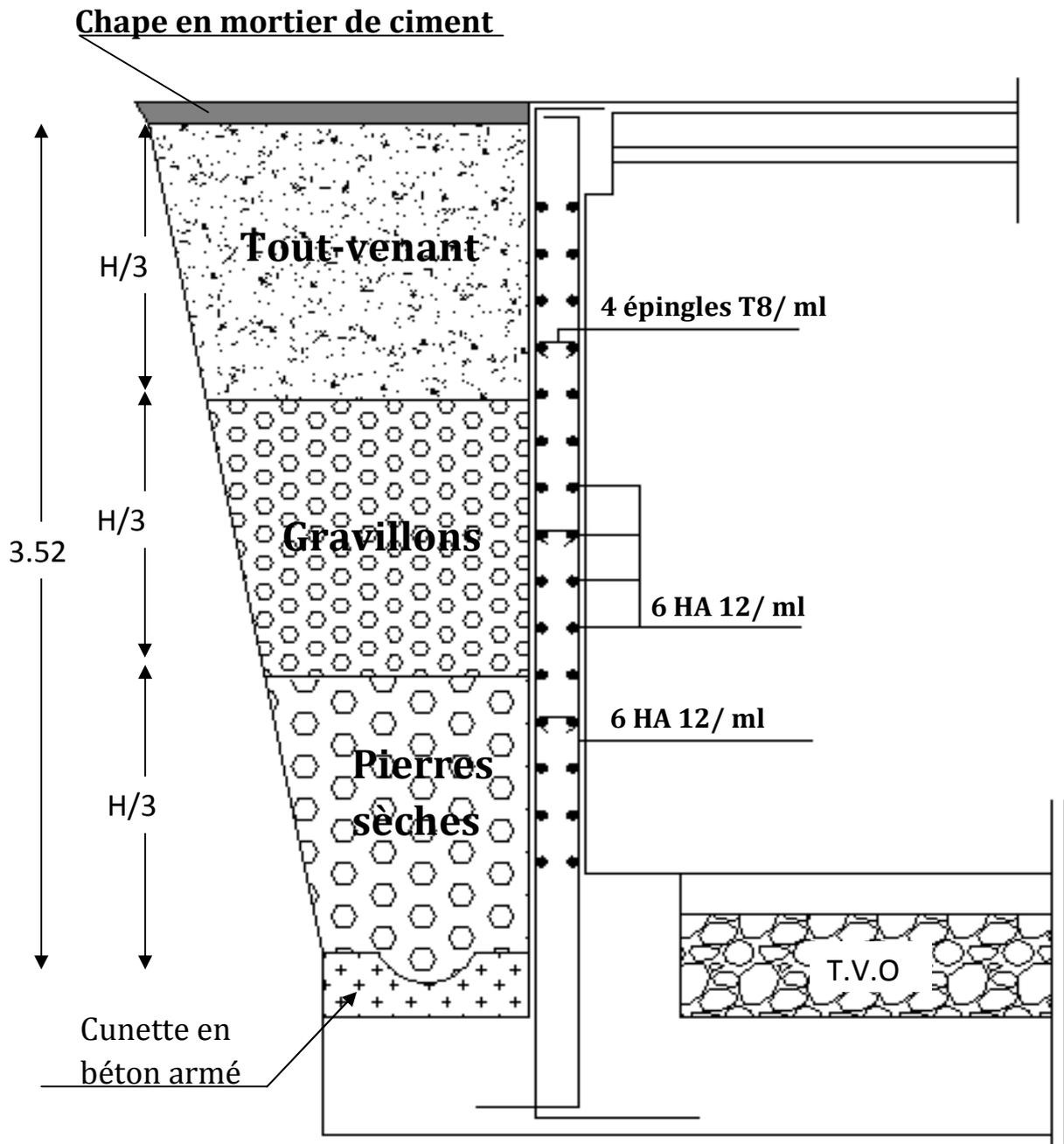
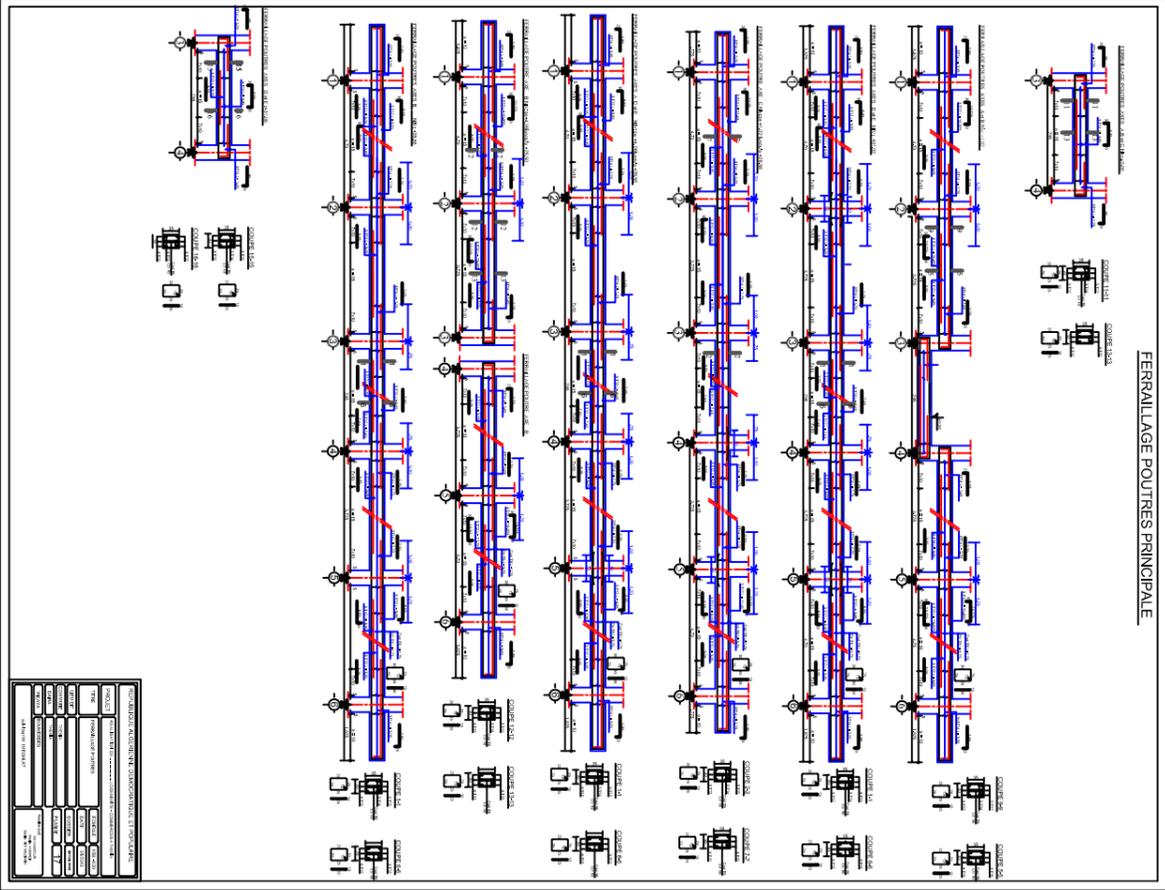
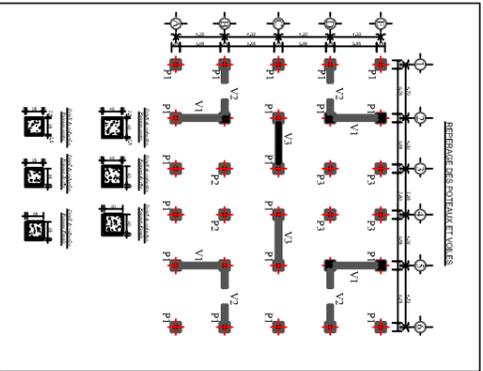
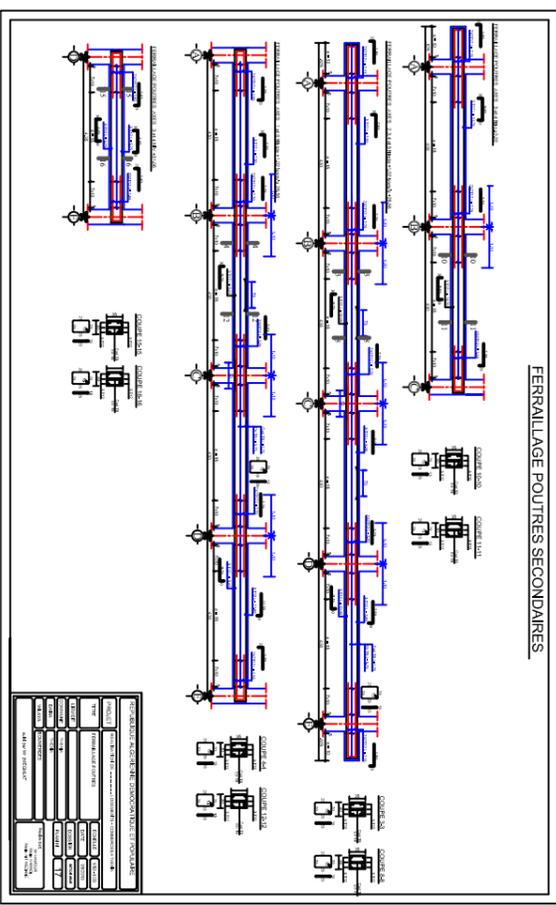


Figure VII.4 : Ferrailage de voile périphérique de soutènement.

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES

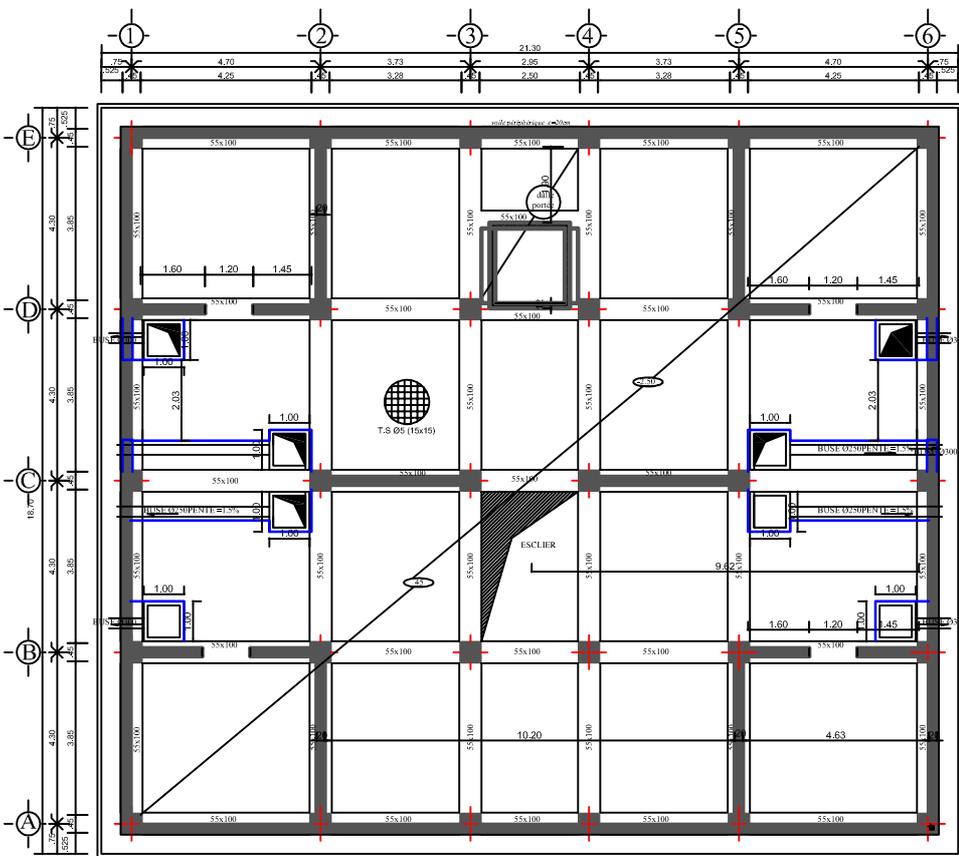


FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES



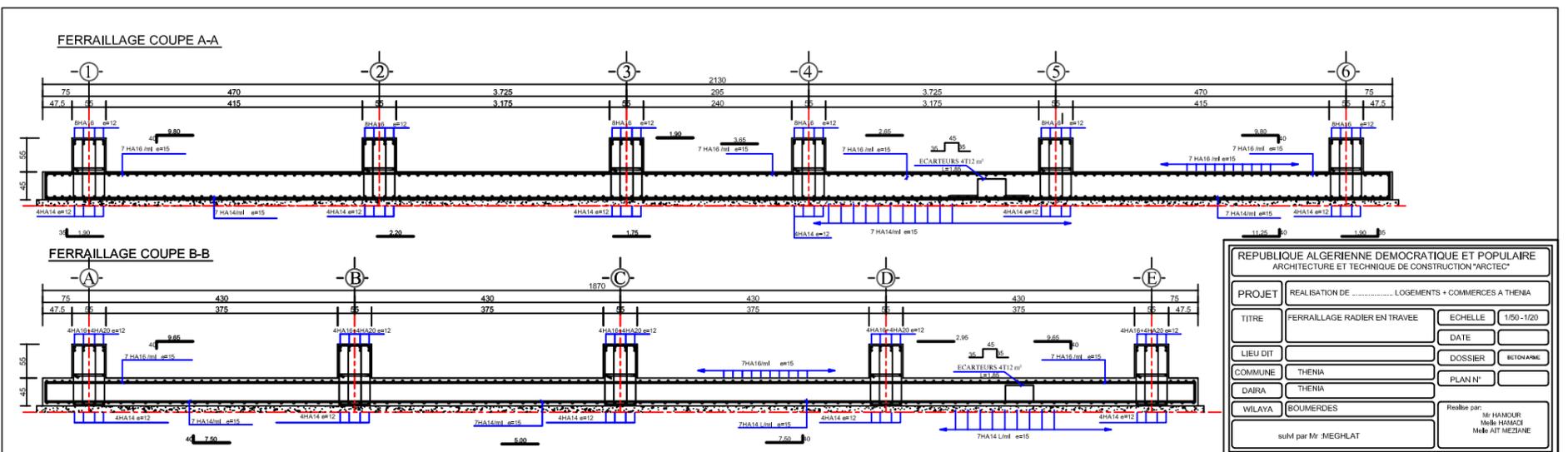
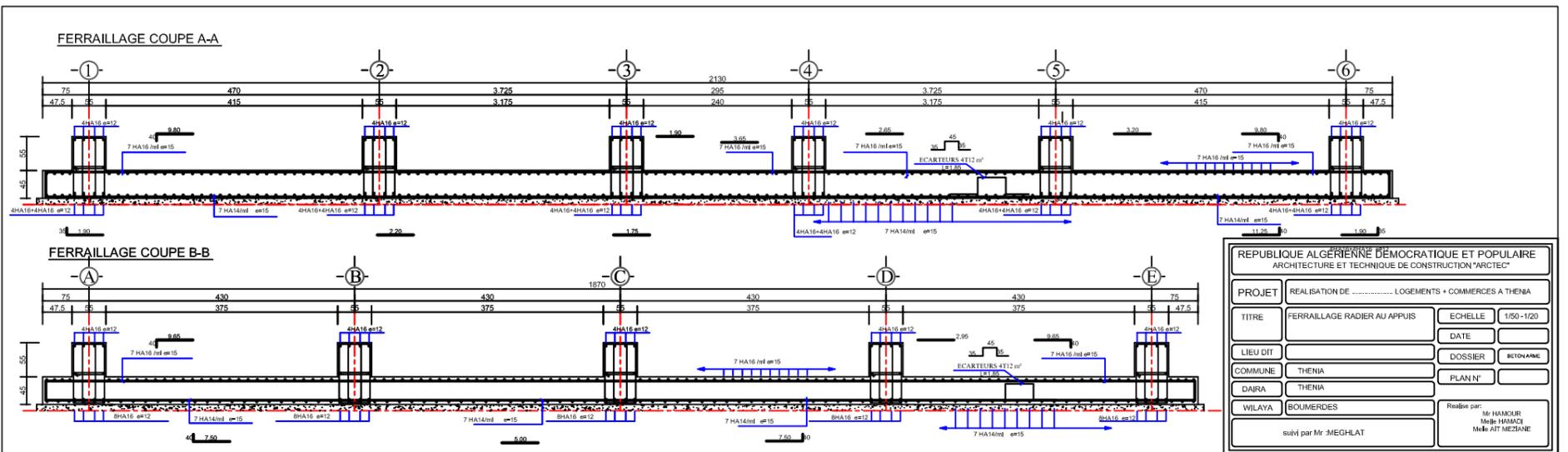
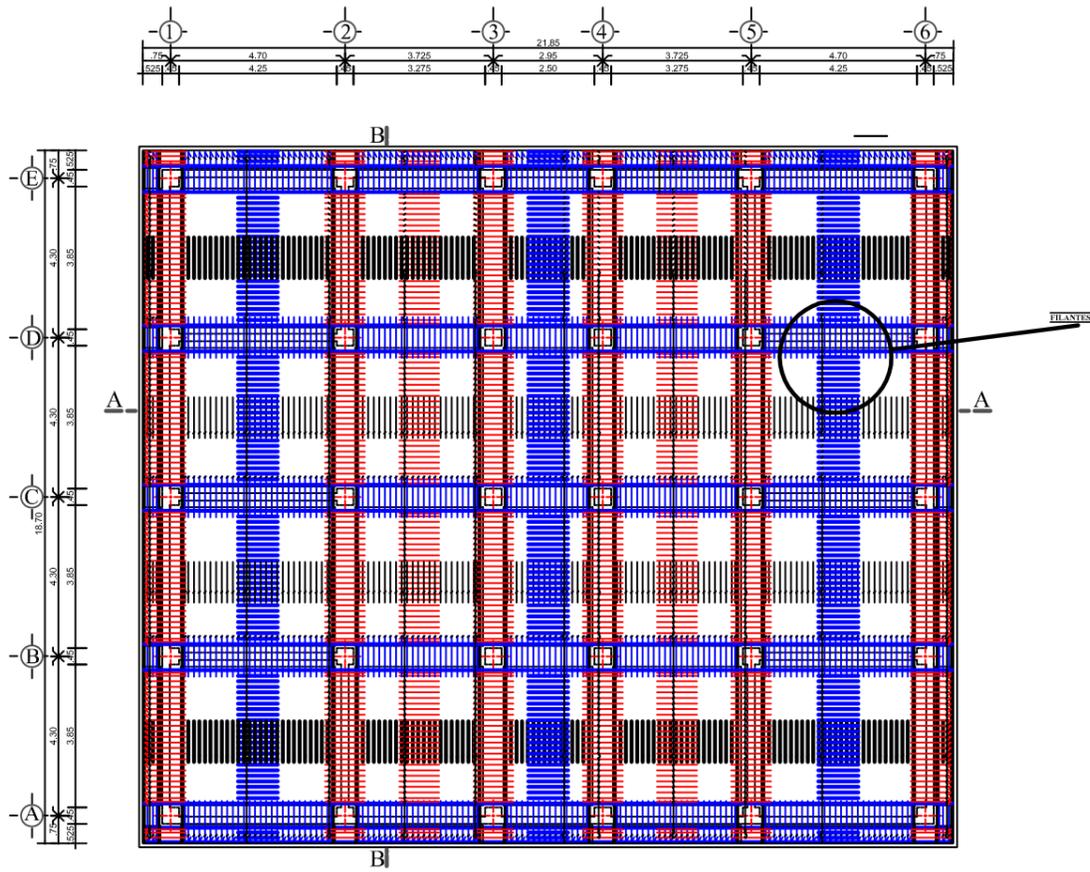
PLAN DE FONDATIONS

ECH : 1/50

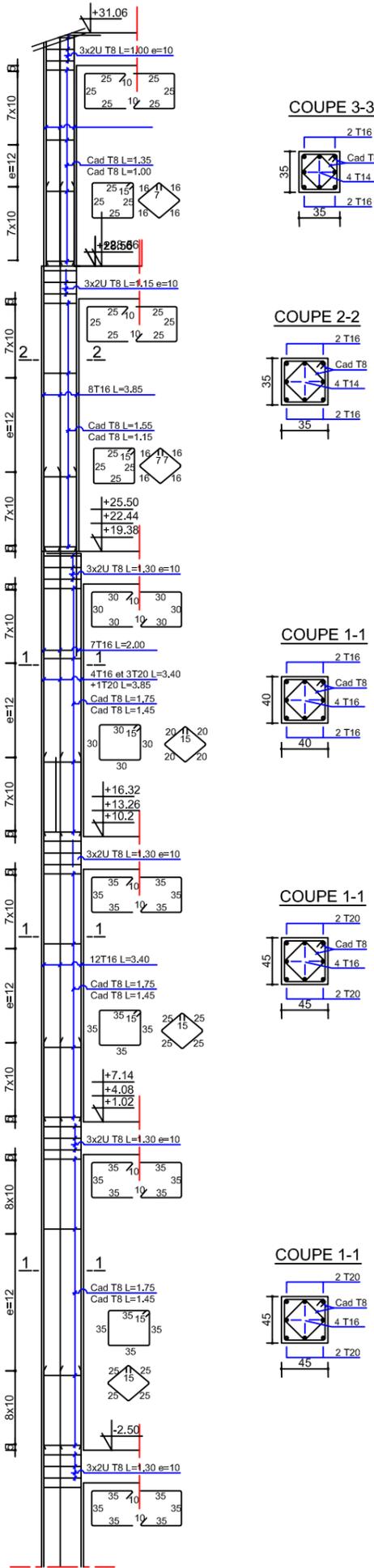


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DELOGEMENTS + COMMERCES A THENIA		
TITRE	PLAN DE FONDATIONS	ECHELLE	1/50
LIEU DIT		DATE	05/2013
COMMUNE	THENIA	DOSSIER	
DAIRA	THENIA	PLAN N°	02
WILAYA	BOUMERDES	Realise par	Mr HAMOUR MeBt HAMACI MeBt AIT MEZIANE
suivi par Mr :MEGHLAT			

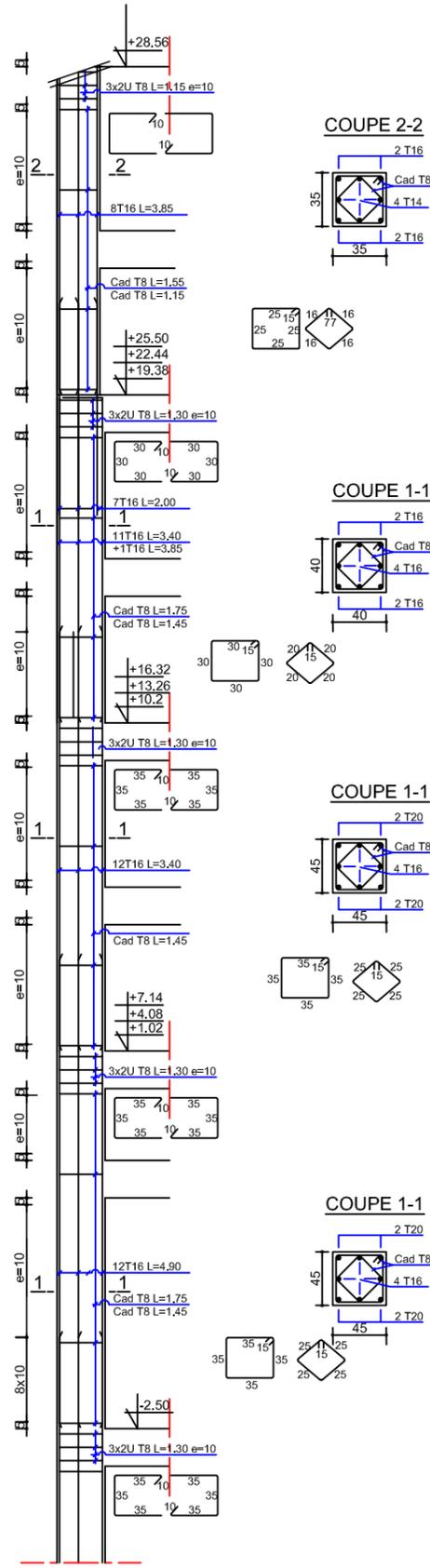
FERRAILLAGE RADIER



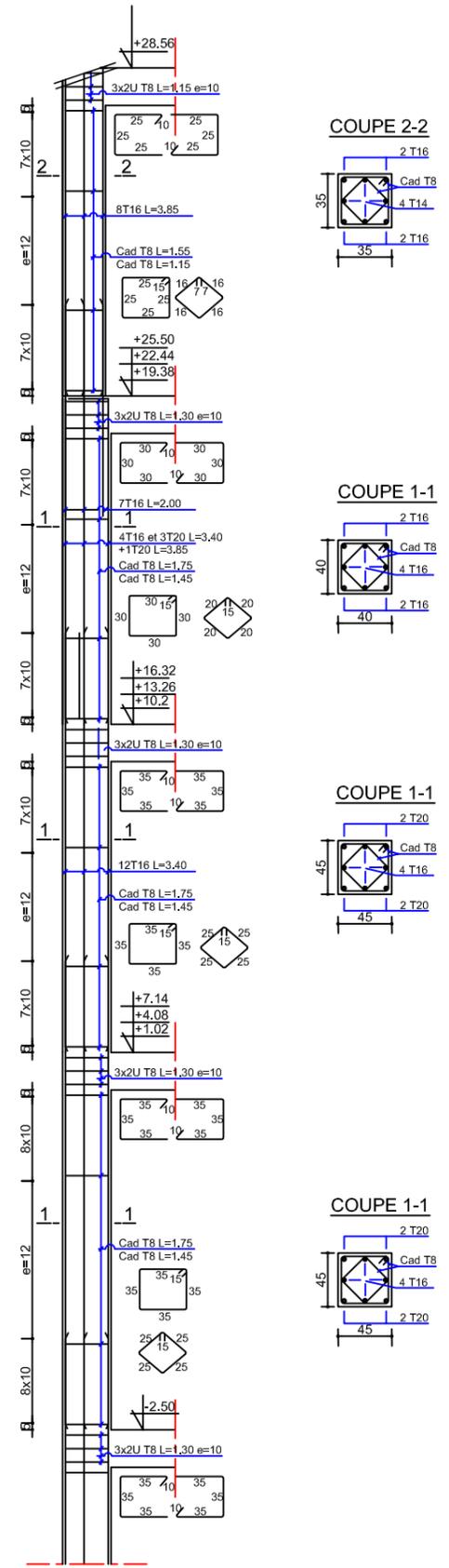
FERRAILAGE POTEAUX P3



FERRAILAGE POTEAUX P2



FERRAILAGE POTEAUX P1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS + COMMERCE A THENIA		
TITRE	FERRAILAGE POTEAUX	ECHELLE	1/50 -1/20
LIEU DIT		DATE	05/2013
COMMUNE	THENIA	DOSSIER	BETON ARME
DAIRA	THENIA	PLAN N°	05
WILAYA	BOUMERDES	Realise par: Mr HAMOUR Melle HAMADI Melle AIT MEZIANE	
suivi par Mr :MEGLAT			

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Bibliographie

Règlements :

- ✚ *Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.*
- ✚ *Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.*
- ✚ *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.*
- ✚ *Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.*

Ouvrage :

- ✚ *Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui*
- ✚ *Cours de béton armé.....Abdelhak Barak*
- ✚ *Ouvrages en béton armé.....H.Renaud*
- ✚ *Calcul en béton arméMarius diver edition (paris 1972)*
- ✚ *Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.*
- ✚ *Cours et TD (Béton, MDS et RDM).*
- ✚ *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*