

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur du bâtiment est un secteur très important dans les économies des pays, puisqu'il reflète le niveau croissance de socio-économique de ces derniers de point de vue création de poste, condition de vie de la population etc...

Notre pays, et malgré les retombées des événements du 14 janvier, essaye de développer ce secteur puisqu'il se situe au 4^{ème} rang sectoriel ainsi il contribue à 25% d'investissement globaux du pays. Durant les dernières années la Tunisie a reconnu une énorme croissance de la population. Cette charge de demande sur le domaine immobilier a engendré la création des nouvelles cités tel que cité el Wafa à Nabeul où il implanté notre projet de fin d'étude.

Ce dernier est l'accomplissement d'une formation qui nous a permis d'appliquer les connaissances acquises dans les différentes disciplines pour l'élaboration d'un projet réel d'ingénierie.

Ce projet s'est déroulé au sein d bureau d'études B.I.E à Tunis du 06 février au 31 mai 2018. Le projet suivi est construction d'un ensemble résidentiel « PORTAIL de Nabeul » à MREZGA- Nabeul qui se compose d'un Parking souterrain sur lequel sont construit 2 bâtiments de 6 étages. Le projet permet la création de 58 appartements.

Notre projet concentre l'étude de structure de ce bâtiment en considérant trois grandes parties :

- La première partie consiste la conception structurale du projet et le calcul numérique de la superstructure tout en déterminant les hypothèses de calcul et l'évaluation des charges.
- En deuxième partie où on détermine les sollicitations dans les différents éléments de la structure avec la méthode B.A.E.L.
- La dernière partie correspond au calcul de métré et donner l'estimation de prix de béton nécessaire dans notre projet.

Description architecturale du projet

I/ Introduction :

Le projet en question est un immeuble réalisé pour le compte de l'entreprise « Le portail » qui se situe à Nabeul dont l'étude est faite par le bureau d'étude B.I.E de Mr Adnan Ben Zeineb Ingénieur conseil.



Figure 1: Vue en 3D du bâtiment

Ce projet est situé à EL MREZGA NABEUL (lotissement 'C' cité el WAFA HC.76) dans le gouvernement Nabeul comme indique la figure.

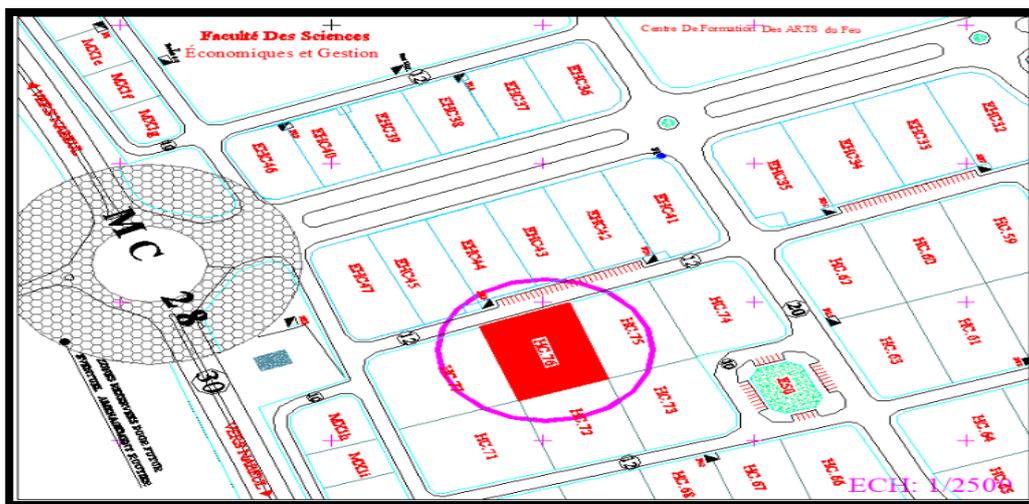


Figure 2: Plan de situation du projet

II/ Description architecturale :

Ce projet est composé de deux blocs A et B séparé par un joint de dilatation et s'étend sur une superficie d'environ 1300m² couvert, il est implanté sur un terrain de 2600m² de surface.

Le bloc A est composé d'un RDC + 6 étages et le bloc B se compose de RDC + 5 étages.

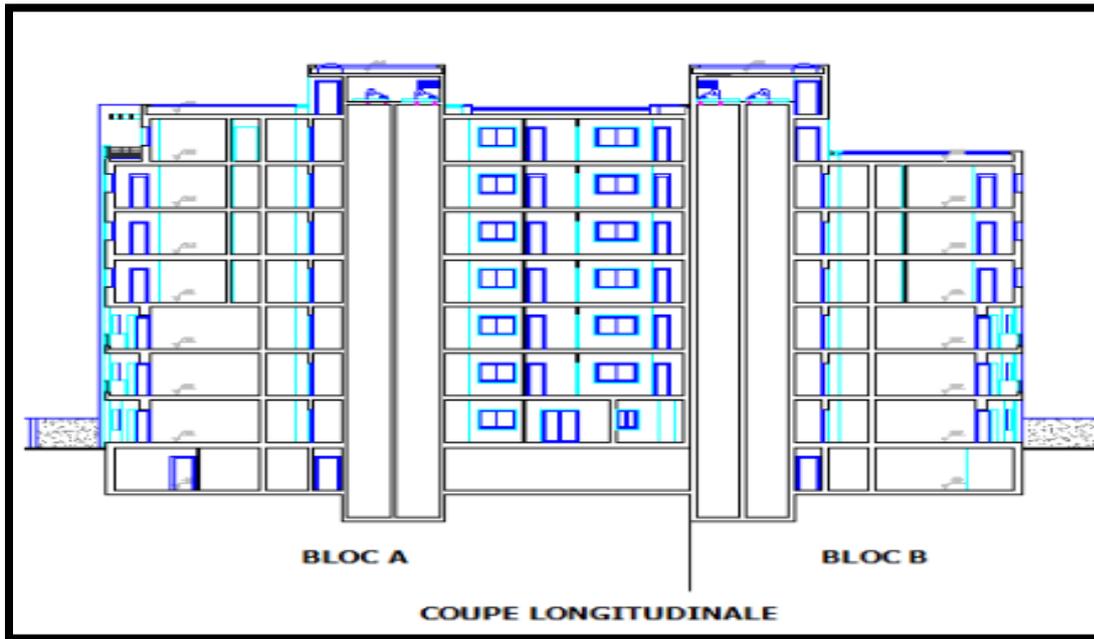


Figure 3: coupe longitudinale du bloc A et B

➤ Sous-Sol :

Notre sous-sol est totalement exploité par un parking qui couvre 1331m² de surface et sa hauteur sous-plafond est de 3,10m, il est capable de recevoir 40 voitures.



Figure 4: plan d'architecture du sous-sol

➤ Rez-de-chaussée :

Il est en retrait par rapport au sous-sol, il se compose de deux escaliers et 4 ascenseurs. Ce niveau atteint une superficie d'environ 1050m² et sa hauteur sous-plafond est de 3,10m.

Chaque bloc dans le R.D.C se compose de deux appartements en (S+1) , un appartement en (S+2) et deux duplexes.

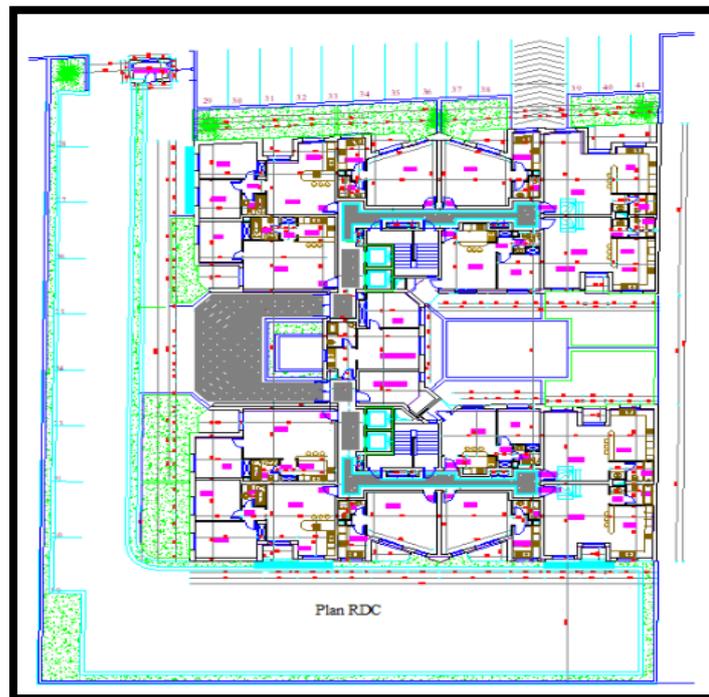


Figure 5 : plan d'architecture du RDC

➤ Les étages :

Les différents niveaux sont à usage habitation et ils couvrent presque la surface du rez-de-chaussée sauf le 6^{ème} étage puisqu'il est en retrait par rapport au 5^{ème} étage et il occupe une superficie de 900m².

Le tableau1 explique la conception architecturale dans chaque bloc et au niveau de chaque étage.

Tableau 1: récapitulatif de l'architecture de chaque niveau.

Les niveaux	les blocs	Studio	S+1	S+2	S+3
1^{er} étage	A	2	3	2	-
	B	2	2	1	-
2^{ème} étage	A	2	5	2	-
	B	2	4	1	-
3^{ème} étage	A et B	2	4	2	-
4^{ème} et 5^{ème} étage	A	-	3	3	1
	B	-	2	2	1
6^{ème} étage	A	-	4	2	1

PARTIE A : Conception structurale
&
Calcul de la superstructure

CHAPITRE 1 : CONCEPTION STRUCTURALE DU PROJET

I/ Introduction :

La conception est l'étape la plus importante pour l'ingénieur car elle résulte un compromis entre plusieurs facteurs :

- Architecture,
- Economiques,
- Esthétiques,

Afin de commencer la conception il faut d'abord bien lire et étudier les plans architecturaux de chaque niveau. Cette lecture permet de déceler les différents problèmes et contraintes imposé par l'architecture à de savoir les types des locaux.

II/ les critères de choix :

Lors de la phase de conception structurale certaines éléments doivent être respecter tel que :

- La sécurité des individus et des biens.
 - Respecter au mieux les plans d'architectures pour l'emplacement des poteaux en conservant l'aspect esthétique du bâtiment.
 - Éviter les grandes portées pour but d'économie et d'esthétique ; limiter les hauteurs des retombés.
 - Bien estimer les charges permanentes et les charges d'exploitations.
 - l'analyse de la campagne géotechnique,
-

III/ Etapes de la conception :

Les règles à suivre pour pouvoir faire une conception structurale plus optimale de point de vue technique et économique on cite :

- Choix du système porteur :
- Le système choisi pour l'ossature du bâtiment est le système classique poutres-poteaux en béton armé, donc il faut tout d'abord prévoir l'emplacement des poteaux en essayons de les incorporer dans les murs tout en imaginant l'acheminement des charges d'un élément à un autre en tenant compte de faciliter la tâche de la main d'œuvre (coffrage).
- Choix de type de plancher:
On a choisi des planchers à corps creux et le plancher du sous-sol en dalle pleine.
- Choix de la disposition des nervures :
Le sens des nervures choisi et suivant la portée la plus petite d'une surface coffrée.
- Joints :
La longueur de notre bâtiment dépasse le 25m d'où on nécessite un joint de dilatation qui sépare les deux blocs A et B.

VI/ Problèmes rencontrés et solutions adoptées :

Durant la phase de conception du projet certaines contraintes architecturales sont rencontrées nous pousse à réarranger des poteaux lors de l'existence de grandes portées ou la non-conformité d'un niveau par rapport à l'autre ainsi lors du choix du type de planchers.

On présentera dans ce qui suit les solutions adoptées selon difficultés rencontrées :

- Les poteaux implantés :

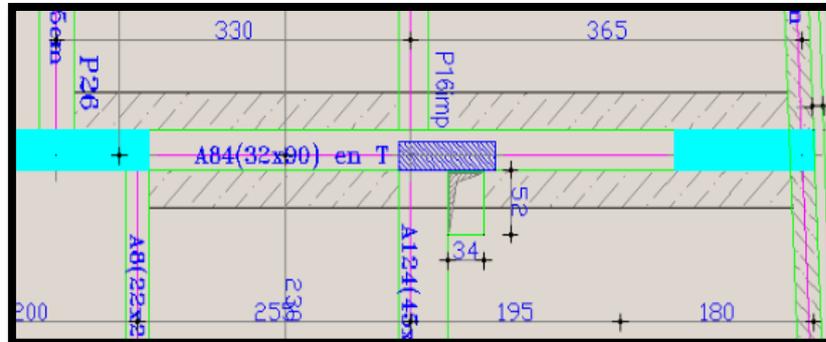


Figure 6: Exemple de poteau implanté

Notre sous-sol est exploité par un parking qui nécessite une zone libre pour faciliter les mouvements et les manœuvres des véhicules. Cette contrainte nous a conduits à concevoir des poteaux naissant des poutres du plancher haut sous-sol.

- Les dalles pleines en porte à faux :

Dans ce projet nous avons rencontrés des formes irrégulières des salons sur le plan architectural qui nous a conduits à choisir la solution de la dalle pleine avec un contre poids pour faciliter l'exécution de point de vue coffrage et ferrailage comme indique la (figure 6)

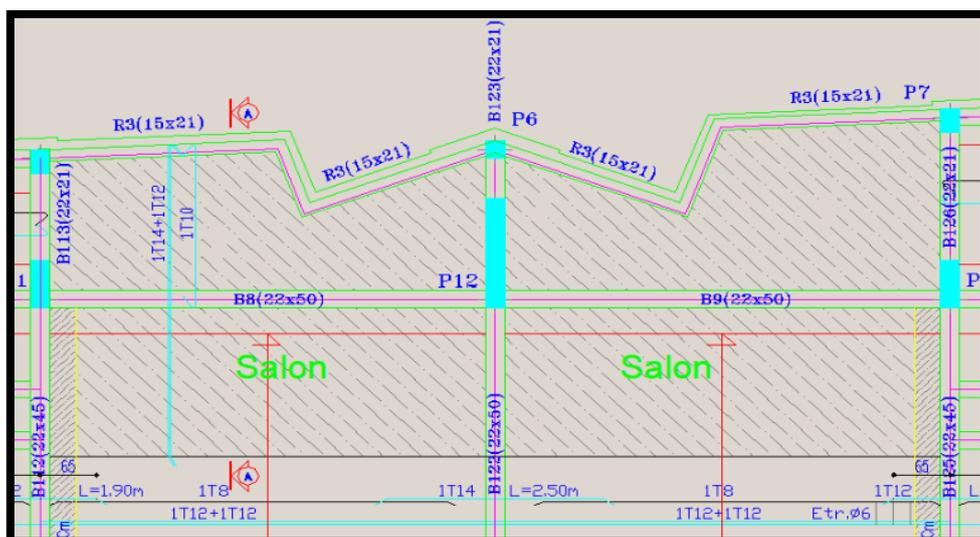


Figure 7: dalle pleine en porte à faux avec contre poids

CHAPITRE 2 : Caractéristiques des matériaux & hypothèses

de calcul

I/ Introduction :

Le projet se repose indispensablement sur ces éléments :

- Le béton : qui est caractérisé par une valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours : f_{c28} .
- Les aciers ; dont les caractéristiques doivent être conformes aux textes réglementaires.

II/ les caractéristiques du béton :

- La classe du ciment CME I 42,5
- Dosage : 350 Kg/m^3
- La résistance à la compression à 28 jours du béton : $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours :
$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 1,92 \text{ MPa}$$
- Dosage du béton de propreté : 150 Kg/m^3
- La déformation longitudinale du béton, où il existe deux modules :
 - $E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 30\,822,4 \text{ MPa}$
 - $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10\,367,5 \text{ MPa}$
- Contrainte de compression du béton à l'ELU :
$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 12,47 \text{ MPa}$$
- Contrainte de compression de béton à l'ELS :
$$\sigma_{bar} = 0,6 f_{c28}$$
- $$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$
- Le coefficient de Poisson du béton dans le calcul :
 - A l'ELU : $\nu = 0$
 - A l'ELS : $\nu = 0,2$
- Fissuration peut être préjudiciable dans la superstructure donc l'enrobage est de 2.5cm
- Fissuration préjudiciable dans l'infrastructure donc l'enrobage est de 5cm

III/ caractéristiques d'aciers :

➤ Pour les armatures longitudinales :

Ce sont des aciers à haute Adhérence « HA » de nuance Fe E400, ces caractéristiques sont :

- Limité d'élasticité garantie : 400MPa,
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$
- Coefficient de scellement : $\Psi_s = 1,5$
- Contrainte limite des armatures « HA » : $f_{su} = 347,8$ MPa

➤ Pour les armatures transversales :

Ce sont des aciers ronds lisses « RL » de nuances Fe E235, ces caractéristiques sont :

- Limité d'élasticité garantie : 235MPa,
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1$
- Coefficient de scellement : $\Psi_s = 1$
- Contrainte limite des armatures « RL » : $f_{su} = 204,3$ MPa

CHAPITRE 3: EVALUATION DES CHARGES

I/INTRODUCTION :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges permanentes et des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le plancher haut jusqu'aux fondations.

II/CHARGES PERMANENTES :

Les charges permanentes G, ce sont des charges qui ne varient pas avec le temps ; Ex le poids d'un mur sera considéré comme une charge fixe.

Pour des raisons de sécurité les charges fixes sont majorées d'un coefficient de 1.35 lors d'un calcul de descente de charge

II-1/planchers en corps creux :

Pour raison des charges modérées (habitation) de notre bâtiment et en raison du confort acoustique et thermique, des planchers à corps creux sont adoptés dans notre projet qui sont constitués par des nervures et une chape de béton coulées sur place.

Les charges permanentes de ces planchers (intermédiaire et terrasse) seront présentées dans ces tableaux :

Tableau 2: charges permanentes sur planchers intermédiaires (16+5)

<u>Désignations :</u>		<u>Charges (KN/m³)</u>
Corps creux + chape		2.85
Revêtements	Sable	0.51
	Mortier de pose	0.4
	Carrelage	0.45
Enduit sous plafond		0.3
Cloisons légères		1.5
TOTALE		6.01

Tableau 3: charges permanentes sur planchers terrasse (16+5)

<u>Désignations :</u>		<u>Charges (KN/m³)</u>
Corps creux + chape		2.85
Forme de pente		2.00
Enduit sous-plafond		0.3
Étanchéité	Asphalte Sablé	0.5
	Enduit de planéité	0.3
Protection de l'étanchéité		0.3
TOTALE		6.25

II.2/ Planchers en dalle pleine:

Tableau 3: charges permanentes sur planchers en dalle pleine (20cm)

<u>Désignations :</u>		<u>Charges (KN/m³)</u>
Dalle pleine $e_p=20\text{cm}$		5.00
Revêtements	Sable	0.51
	Mortier de pose	0.4
	Carrelage	0.45
Enduit sous plafond		0.3
Cloisons légères		1.00
TOTALE		7.66

II-3/ Charge de cloisons :

Tableau 4: Charge permanente des cloisons

Désignations	Charge (KN/m ³)
Cloisons de 20cm	2.50
Cloisons de 20cm	3.00
Cloisons de 20cm	3.40

II-4/ Charge des acrotères :

Tableau 3: Charge permanente des acrotères

Désignations	Charge (KN/m ³)
Acrotère simple	1.70
Acrotère couvre-joint	2.50

III/les charges d'exploitations :

le calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 7: Charge d'exploitation

Désignations	Charge (KN/m ³)
Terrasse non-accessible	1.00
Terrasse accessible	1.50
Habitation	1.50
Bureaux	2.50
Escalier	2.50
Zone de dépôt	3.50
Parking	5.00
Boutiques	5.00

CHAPITRE 4: Modélisation numérique

L'objet de ce chapitre concerne la modélisation et le calcul numérique, où on détermine le dimensionnement nécessaire et vérifié des différents éléments de la structure tout en appliquant les hypothèses de calcul répondant aux normes en vigueur.

Cette étape de modélisation est faite avec le logiciel ARCHE, qui constitue un outil simple de conception et de calcul des structures en béton armé assisté par ordinateur. En effet, la modélisation du bâtiment sur ARCHE à partir d'un modèle 3D composé des poutres, poteaux, dalles, voile et les fondations nécessaires, l'ARCH permet d'analyser la stabilité globale du bâtiment et peut produire tous les plans de ferrailage de tous ses éléments.

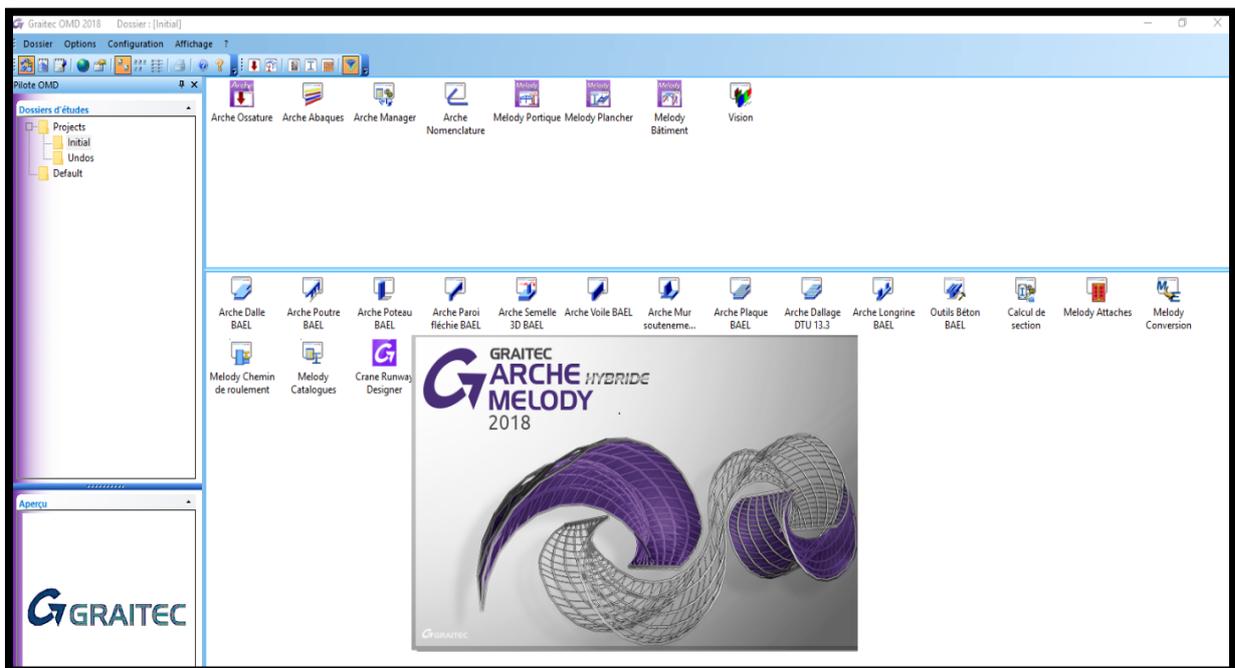


Figure 8: Interface graphique du logiciel Arche

II/ les étapes de travail sur Arche :

La dernière phase de la conception est la modélisation de la structure sur le logiciel ARCHE, voici donc les grandes étapes à suivre pour accomplir cette phase et pour obtenir enfin le modèle de notre bâtiment :

II-1/ Importation des plans :

C'est la première étape à faire qui consiste à importer tous les poteaux désigner par des points et aussi tous les axes tracés dans les plans de coffrages pour chaque niveau.

La commande « importer » permet d'importer les plans transformés sous format DXF de chaque niveau généré à l'aide de n'importe quelle CAO.

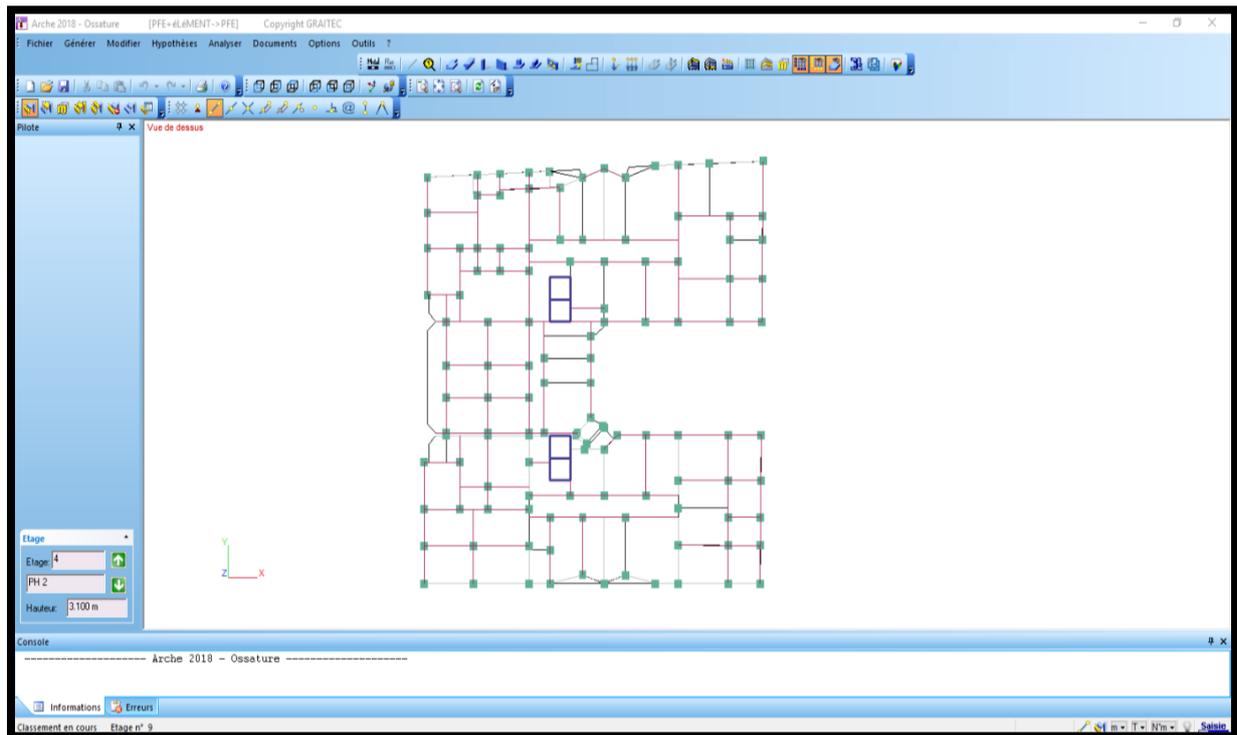


Figure 9: plan importé sur Arche

II-2/ Modélisation :

Après avoir exportés les plans vers ARCHE, on crée les éléments (poteaux, poutre, dalle et voile) en utilisant les commandes nécessaires et on commence à modéliser notre ossature en donnant les hypothèses de calcul (f_{c28} , f_e , type de fissuration, caractéristique d'acier).

Ensuite, on lance le calcul mais il faut tout vérifier tout d'abord qu'il y'a pas d'erreurs lors de la conception ou lors de modélisation de la structure au niveau des liaisons des éléments ou bien les charges.

Si ces conditions sont bien vérifiées et le calcul est lancé, on commence à traiter les éléments l'un après l'autre et on peut aussi obtenir le ferrailage de chaque élément avec les modules d'Arche ferrailage.

Avec le module d'Arche Ossature on ainsi obtenir le modèle en 3D de notre bâtiment.

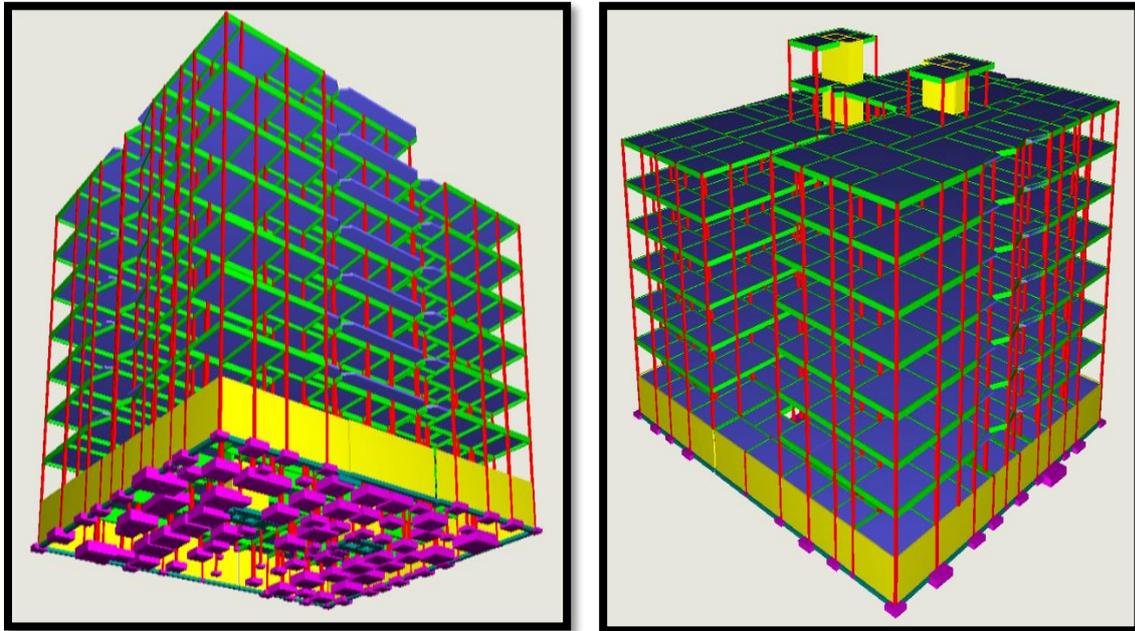


Figure 10: structure en 3D du bâtiment modéliser par ARCHE

Conclusion

Cette partie m'a appris comment il fallait bien faire une lecture des plans d'architectures afin d'établir une conception conforme aux facteurs économique, architecturaux toutes en donnant les hypothèses de calcul des matériaux (béton, aciers) et la descente des charges.

Ainsi, comment résoudre les contraintes lors de l'emplacement des poteaux et retombées des poutres tout en respectant les exigences architecturales et la sécurité de l'ouvrage

PARTIE B : Calcul manuel des
différents éléments de la structure

CHAPITRE 1 : Calcul d'une nervure continue à deux travées

Dans ce chapitre, on s'intéresse de dimensionner une nervure en T du plancher haut continue à deux travées.

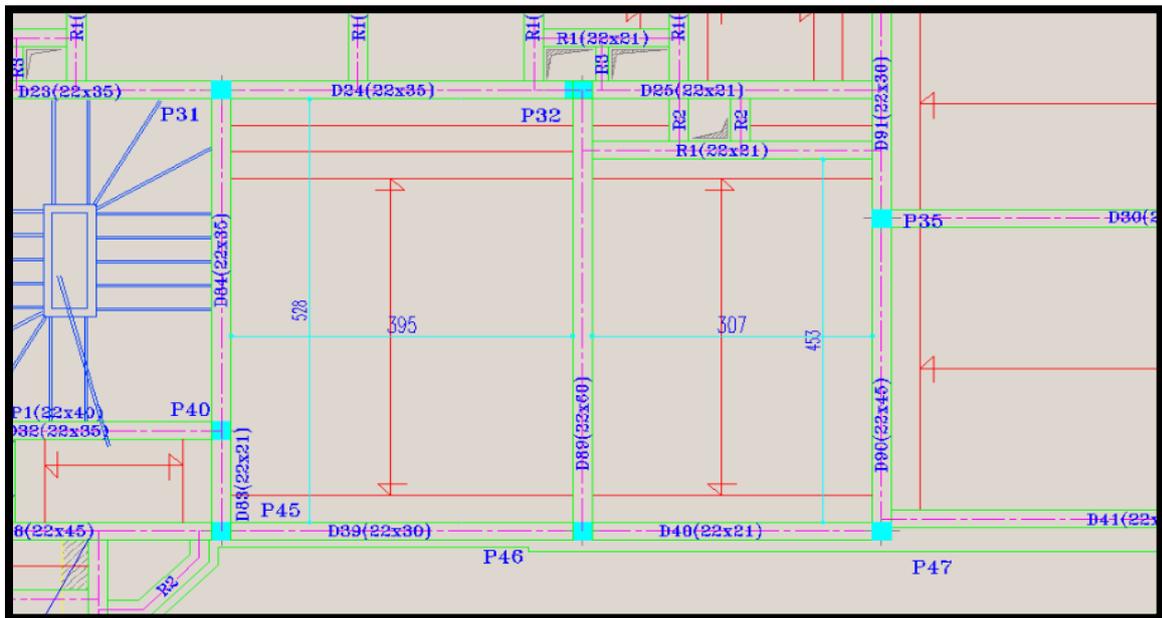


Figure 11: Plan de la situation de la nervure

I/ les données de calcul de nervure:

I-1/ schéma mécanique :

Dans ce schéma on présente les longueurs des travées de la nervure ainsi les chargements de charges tout le long de travée de la nervure ainsi de tout ce qui est une sorte de présentation en figure des charge exploit. Et des charge permanents sur le nervure.

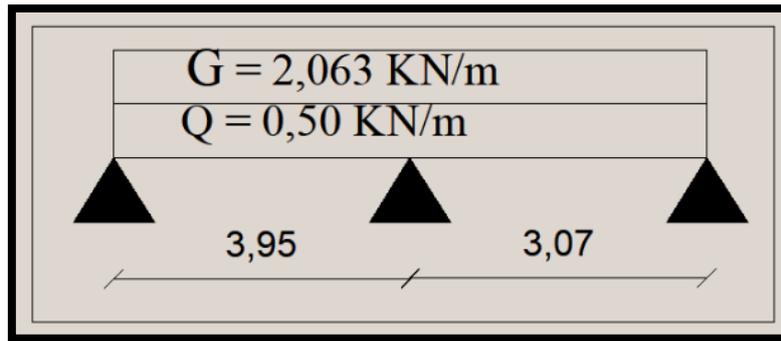


Figure 12: Schéma mécanique de la nervure

I-2/ Pré-dimensionnement de la nervure

$$h \geq \frac{l}{22,5} \quad ; \text{ Avec } l \text{ est la portée maximale.}$$

On a : $l = 3,95 \text{ m} \Rightarrow h = 17,55 \text{ cm}$

\Rightarrow Soit : $h = 21 \text{ cm}$ (hourdis 16 + 5)

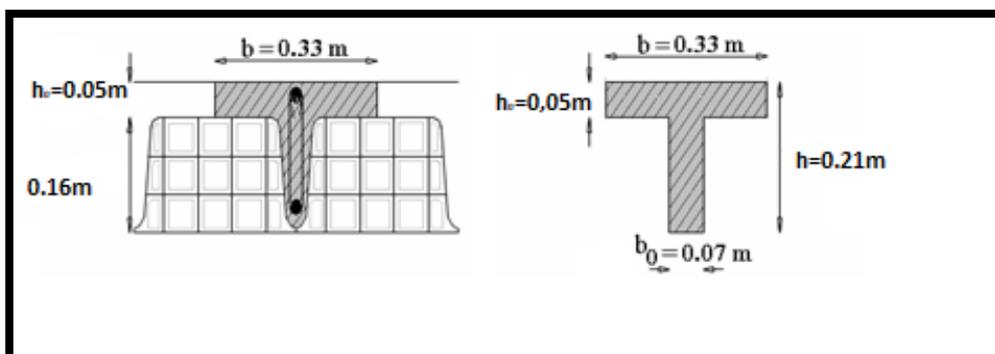


Figure 13: coupe transversale de la nervure

II/ CALCUL DES SOLLICITATIONS :

II.1/ Choix de la méthode de calcul

- ✓ la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FPP).
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la nervure.

- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
- ✓ Les portées ne vérifient pas: $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1,25$, en effet :
 $\frac{3,07}{3,95} = 0,70 < 0,80$ (Non vérifiée).

Donc la méthode de calcul à considérer dans notre cas est la méthode de « Caquot minorée » qui a comme principe de multiplier par 2/3 les moments sur appuis provenant des charges permanentes.

II.2/ Moments fléchissant dans les travées de référence:

M_0 : C'est le moment maximal dans la travée isostatique (de référence) « i » soumise au même chargement, il est donné par :

$$\text{Avec : } M_0^U = \frac{p^U l^2}{8}$$

$$M_0^{ser} = \frac{p^{ser} l^2}{8}$$

Tableau 8: Moments maximaux en travées de référence

Travée i	l (m)	M_0^U (KN.m)	M_0^{ser} (KN.m)
1	3,95	6,88	5
2	3,07	4,15	3,01

II.3/ Calcul des moments sur appuis :

Pour déterminer les sollicitations les plus défavorables, on considère les combinaisons de charges suivantes :

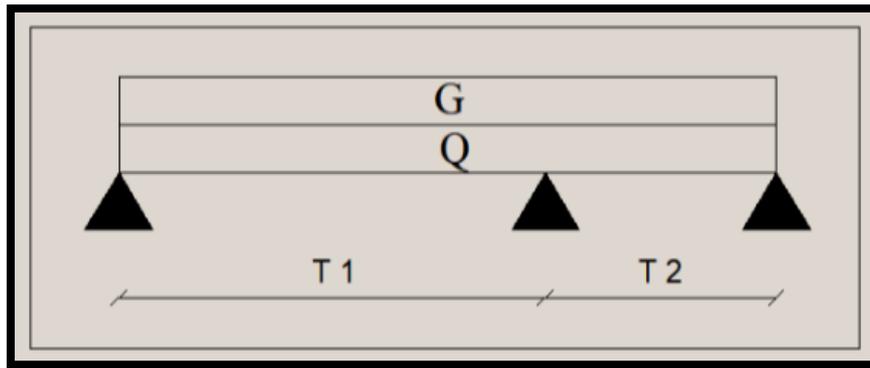


Figure 14 : 1^{er} cas de chargement

Les moments sur appuis dus aux charges réparties sont donnés par :

$$M_a = 0$$

Avec : $l'_i = l_i$: Pour les travées de rives .

$l'_i = 0,8 l_i$: Pour les travées intermédiaires.

☆ Moment sur appui « B » à l'ELU :

$$M_B^u = -\frac{P_1 l_1'^3 + P_2 l_2'^3}{8,5(l_1' + l_2')}$$

Avec : $l_1' = 3,95\text{m}$

$$l_2' = 3,07\text{ m}$$

Et : $P_1 = 1,35G_1' + 1,5Q_1 = 2,606\text{ KN.m}$ avec $G_1' = 2/3G$

$$P_2 = 1,35G_2' + 1,5Q_2 = 2,606\text{ KN.m}$$

$$M_B^u = -\frac{2,606 \times 3,95^3 + 2,606 \times 3,07^3}{8,5 \times (3,95 + 3,07)} = -3,95\text{K.Nm}$$

Tableau 9: Tableau des moments sur appuis dus aux charges réparties à L'ELU

	A	B	C
M^u (KN.m)	0	-3,95	0

☆ Moment sur appui « B » à l'ELS :

$$M_B^{ser} = -\frac{P_1 l_1'^3 + P_2 l_2'^3}{8,5(l_1' + l_2')}$$

Avec : $l_1' = 3,95\text{m}$

$$l_2' = 3,07\text{m}$$

$$M_B^{ser} = -\frac{1,875 \times 3,95^3 + 1,875 \times 3,07^3}{8,5 \times (3,95 + 3,07)} = -2,84 \text{KN.m}$$

Tableau 4: Tableau des moments sur appuis dus aux charges réparties à L'ELU

	A	B	C
M^{ser} (KN.m)	0	-2,84	0

II.4/ Calcul des moments en travées :

L'expression du moment fléchissant dans la travée continue est donnée par :

$$M(x) = \mu_0(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \left(\frac{x}{l_i}\right)$$

Avec :

- ✓ $\mu_0(x)$: Moment fléchissant de la travée de référence : $\mu_0(x) = \frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2}$
- ✓ M_{i-1} : Moment sur appui gauche de la travée considérée.
- ✓ M_i : Moment sur appui droite de la travée considérée.

☆ Moment en travée « 1 » à l'ELU 1:

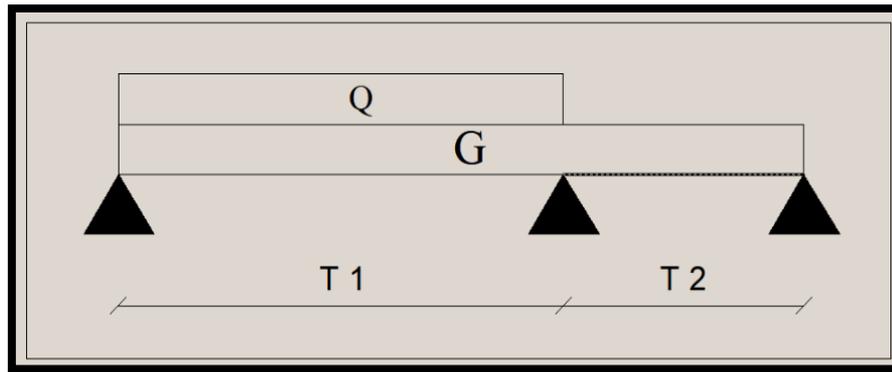


Figure 15: 2ème cas de chargement

$$M_B^u = -\frac{P_1 l_1'^3 + P_2 l_2'^3}{8,5(l_1' + l_2')}$$

$$\text{Avec : } l_1' = 3,95 \text{ m}$$

$$l_2' = 3,07 \text{ m}$$

$$\text{Et : } P_1 = 1,35G_1 + 1,5Q_2 = 3,53 \text{ KN/m}$$

$$P_2 = 1,35G_2 = 2,78 \text{ KN/m}$$

$$M_B^u = -\frac{3,53 \times 3,95^3 + 2,78 \times 3,07^3}{8,5 \times (3,95 + 3,07)} = -5 \text{ KN.m}$$

$$M_A^u = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_1^u(x) = \mu_{01}(x) + M_A^u \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) + M_B^u \left(\frac{x}{l_1}\right)$$

$$\text{Avec : } \mu_{01}(x) = \frac{P_1 l_1}{2} x - \frac{P_1}{2} x^2$$

$$-\frac{dM_1^u(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = 1,72 \text{ m}$$

$$M_1^u(1,72) = 5,22 \text{ KN.m}$$

☆ Moment en travée « 2 » à l'ELU :

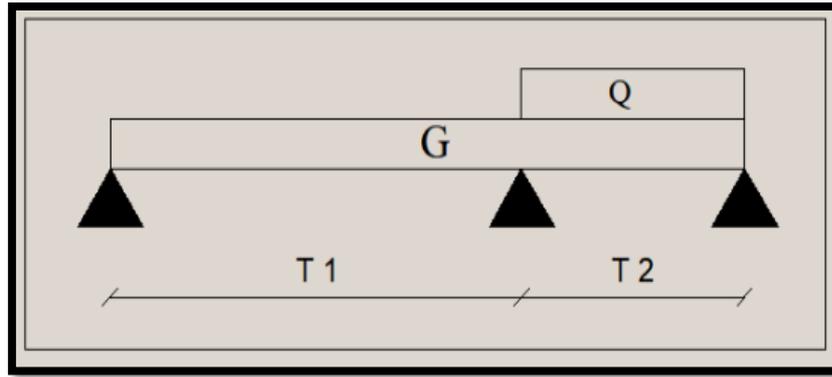


Figure 16: 3éme cas de chargement

$$M_B^u = -\frac{P_1 l_1'^3 + P_2 l_2'^3}{8,5(l_1' + l_2')}$$

Avec : $l_1' = 3,95 \text{ m}$

$l_2' = 3,07 \text{ m}$

Et : $P_1 = 1,35G_1 = 2,78 \text{ KN/m}$

$P_2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 3,53 \text{ KN/m}$

$$M_B^u = -\frac{2,78 \times 3,95^3 + 3,53 \times 3,07^3}{8,5 \times (3,95 + 3,07)} = -4,58 \text{ KN.m}$$

$M_C^u = 0 \text{ KN.m}$

$$M_2^u(x) = \mu_{02}(x) + M_B^u \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + M_C^u \left(\frac{x}{l_2}\right)$$

Avec : $\mu_{02}(x) = \frac{P_2 l_2}{2} x - \frac{P_2}{2} x^2$

$$-\frac{dM_2^u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,83 \text{ m}$$

$M_2^u(2,13) = 2,73 \text{ KN.m}$

Tableau 5: Les moments en travées à l'ELU

Travée i	x (m)	M_t^{\max} KN.m
1	1,72	5,22
2	1,83	2,73

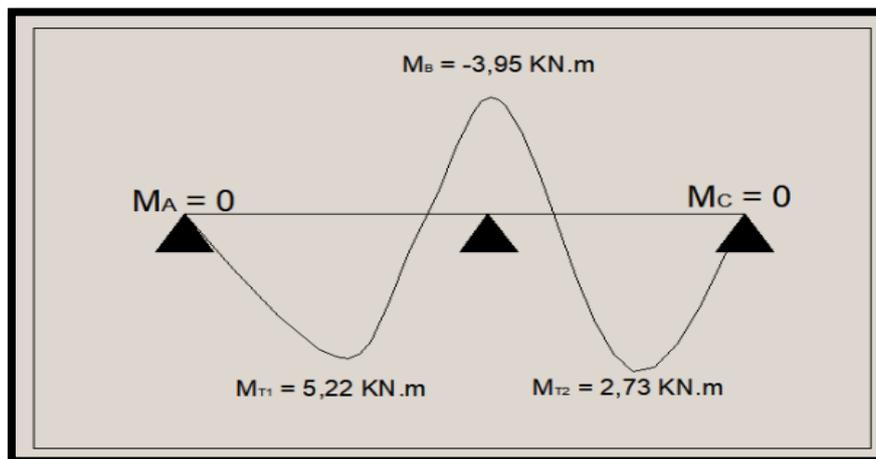


Figure 17: diagramme des moments à l'ELU

☆ Moment en travée « 1 » à l'ELS :

$$M_B^{\text{ser}} = -\frac{P_1 l_1'^3 + P_2 l_2'^3}{8,5(l_1' + l_2')}$$

Avec : $l_1' = 3,95 \text{ m}$

$l_2' = 3,07 \text{ m}$

Et : $P_1 = G_1 + Q_2 = 2,563 \text{ KN/m}$

$P_2 = G_2 = 2,063 \text{ KN/m}$

$$M_B^{\text{ser}} = -\frac{2,563 \times 3,95^3 + 2,063 \times 3,07^3}{8,5 \times (3,95 + 3,07)} = -3,6 \text{ KN.m}$$

$M_A^{\text{ser}} = 0 \text{ KN.m}$

$$M_1^{\text{ser}}(x) = \mu_{01}(x) + M_A^{\text{ser}} \left(1 - \frac{x}{l_1'}\right) + M_B^{\text{ser}} \left(\frac{x}{l_1'}\right)$$

Avec : $\mu_{01}(x) = \frac{P_1 l_1'}{2} x - \frac{P_1}{2} x^2$

$$-\frac{dM_1^{\text{ser}}(x)}{dx} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad x = 1,72 \text{ m}$$

$M_1^{\text{ser}}(2,54) = 3,78 \text{ KN.m}$

☆ Moment en travée « 2 » à l'ELS :

$$M_B^{ser} = -\frac{P_1 l_1'^3 + P_2 l_2'^3}{8,5(l_1' + l_2')}$$

Avec : $l_1' = 3,95 \text{ m}$

$l_2' = 3,07 \text{ m}$

Et : $P_1 = G_1 = 2,063 \text{ KN/m}$

$P_2 = G_2 + Q_2 = 2,563 \text{ KN/m}$

$$M_B^{ser} = -\frac{2,063 \times 3,95^3 + 2,563 \times 3,07^3}{8,5 \times (3,95 + 3,07)} = -3,37 \text{ KN.m}$$

$M_C^{ser} = 0 \text{ KN.m}$

$$M_2^{ser}(x) = \mu_{02}(x) + M_B^{ser} \left(1 - \frac{x}{l_2}\right) + M_C^{ser} \left(\frac{x}{l_2}\right)$$

Avec : $\mu_{02}(x) = \frac{P_2 l_2}{2} x - \frac{P_2}{2} x^2$

$$-\frac{dM_2^{ser}(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,72 \text{ m}$$

$M_2^{ser}(2,13) = 3,78 \text{ KN.m}$

Travée i	x (m)	$M_t^{max} \text{ KN.m}$
1	1,72	3,78
2	1,83	1,97

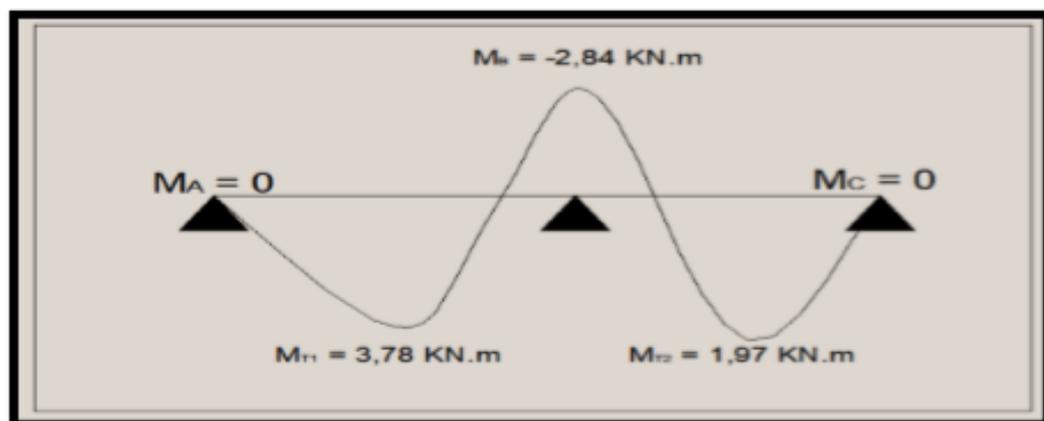


Figure 18: diagramme des moments à l'ELS

II.5 / Efforts tranchants maximaux:

Les efforts tranchants sont donnés par les formules suivantes :

$$V_{wi} = -V_{0w} + \frac{M_{ai} - M_{ai-1}}{l_{wi}} \quad ; \quad V_{ei} = V_{0e} + \frac{M_{ai+1} - M_{ai}}{l_{ei}}$$

Tel que : V_{0w} et V_{0e}

L'expression de l'effort tranchant dans une travée isostatique est donnée par :

$$V_0(x) = q\left(\frac{l_i}{2} - x\right).$$

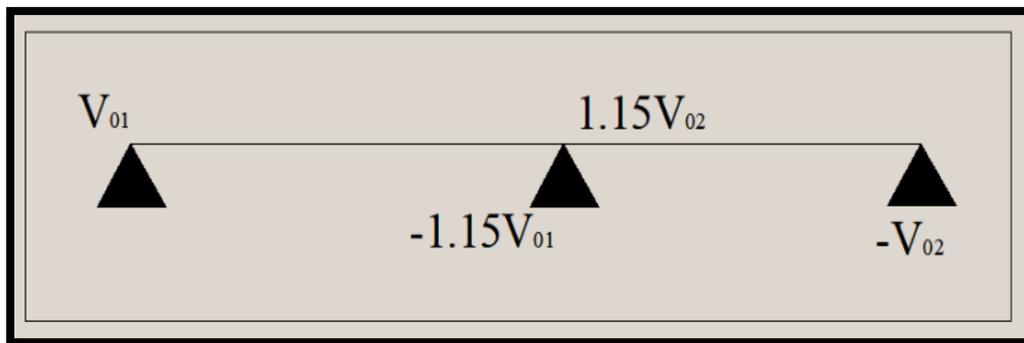


Figure 18: Calcul des efforts tranchants

Tableau 6: Tableau des efforts tranchants réduits

Appui « i »	A	B		C
	D	G	D	G
$V_0(x)$	6,97	-8,015	6,23	-5,41
V_u^{\max}	7,97	-7,015	5,23	-6,41

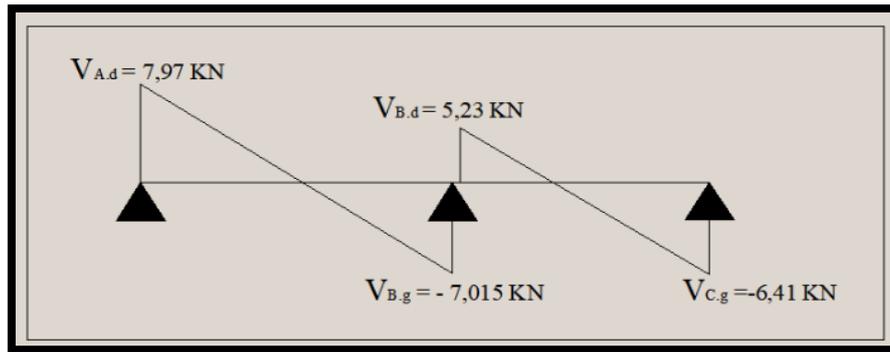


Figure 19: diagramme des moments fléchissant à ELU

III/ Calcul de ferrailage de la nervure :

III.1/ Calcul des armatures longitudinales:

La fissuration étant peu préjudiciable, on va procéder par un dimensionnement de la section à L'ELU, puis une vérification à L'ELS, ainsi que la vérification de la condition de non fragilité.

On détaillera le calcul pour la première travée, et la procédure sera la même pour les autres travées ainsi que pour les appuis.

Travée N°1 :

☆ Dimensionnement à L'ELU :

$$M_u = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,035 < \mu_{lim} = 0,3$$

⇒ Pas besoin d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,035}) = 0,044$$

$$y_u = \alpha_u * d = 0,044 * 0,189 = 0,0083 \text{ m}$$

$$Z_u = d - 0,4 * y_u = 0,189 - 0,4 * 0,0083 = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0,00522}{0,185 * 347,8} = 0,81 * 10^{-4} m^2$$

Soit $A_{st} = 1HA12 = 1,131 \text{ cm}^2$.

☆ Vérification à L'ELS :

$$M_{ser} = 3,78 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{sc} = 1.131 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{st} = 0$$

y_1 est la solution de l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^2 + [15A_{sc} + 15A_{st}] y_1 - [15A_{sc} d' + 15A_{st} d]$$

$$y_1 = 4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A_{st} (d - y_1)^2 + 15A_{sc} (y_1 - d')^2 = 0,44 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3,78}{0,44 \times 10^{-4}} \times 0,04 = 3,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} \quad (\text{Vérifiée})$$

☆ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st} \geq A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Tableau 7 Tableau récapitulatif des armatures longitudinales de la nervure

		Appui	Appui	Appui	Travée	Travée
		« A »	« B »	« C »	« 1 »	« 2 »
Dimensionnement à l' ELU	M_u (KN. m)	-	-3,95	-	5,22	2,73
	μ_{bu}	-	0,16	-	0,035	0,018
	α	-	0,22	-	0,044	0,022
	Z_b (m)	-	0,150	-	0,185	0,187
	A_{st} (cm ²) théorique	-	0,757	-	0,89	0,41

	A_{st} (cm²) réelle	-	1,131	-	0,68	0,68
		-	1HA12	-	1HA10	1HA10
	A_{min} (cm²)	-	0,68	-	0,68	0,68
Vérification à l'ELS	M_{ser} (KN. m)	-	-2,84	-	3,78	1,97
	I (10⁻⁴ m⁴)	-	0,326	-	0,44	0,326
	y1 (cm)	-	3,24	-	4	3,24
	σ_{bc} (MPa)	-	2,82	-	3,43	1,95
	σ̄_{bc} (MPa)	-	13,2	-	13,2	13,2
	σ̄_{bc} < σ_{bc}	-	OK	-	OK	OK

III.2/ Calcul des armatures transversales:

A) Vérification du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 7,97 \text{ KN}$$

Pour une fissuration peu préjudiciable et pour un angle d'inclinaison des armatures $\alpha=90^\circ$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 22}{1.5} = 2.93 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.93 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u$: est la contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{|v_{u\max}|}{b_0 \cdot d} = \frac{7,97 \cdot 10^{-3}}{0,07 \times 0,189} = 0,6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,93 \Rightarrow \text{le béton est vérifiée}$$

Tableau 8 : Vérification du béton vis à vis de l'effort tranchant

	Travée 1	Travée 2

	G	D	G	D
$ V_u^{\max} (\text{KN})$	7,97	7,015	5,23	6,41
$\tau_u(\text{MPa})$	0,6	0,53	0,39	0,48
$\overline{\tau_u}(\text{MPa})$	2,93	2,93	2,93	2,93
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

B) Choix du tracé et du diamètre Φ_t d' A_t :

$$\Phi_t < \min \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{210}{35} = 6\text{mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{70}{10} = 7\text{mm} \\ \Phi_{l\max} = 10\text{mm} \end{cases} = 6\text{mm}$$

soit 2 étriers Φ_6 ainsi $A_t = 0,56\text{cm}^2$

C) Espacement:

***condition 1 :**

$$S_{t1} = \text{Min} \left(\frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} ; 2 \cdot \frac{A_t \cdot f_e}{\tau_u \cdot b_0} \right)$$

$$= \min \left(\frac{0,56 \cdot 235}{0,4 \cdot 7} ; 2 \cdot \frac{0,56 \cdot 235}{0,6 \cdot 7} \right) = \min(47\text{cm} ; 62,6\text{cm}) = 47\text{cm}$$

***condition 2:**

$$S_{t2} = \min \begin{cases} 0,9 \times d = 0,9 \times 18,9 = 17\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_{t2} = 17\text{cm}$$

***condition 3:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3K \cdot f_{t28})}{0,9 \cdot f_{ed} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{avec } \alpha = 90^\circ$$

Et : $K=1$ (FPP + flexion simple + sans reprise de bétonnage)

$$\frac{0,56 \cdot 0,9 \cdot 235 \cdot (\sin 90 + \cos 90)}{7 \cdot 1,15 \cdot (0,6 - (0,3 \cdot 1,92))} \geq S_{t3} = 613 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 17 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont rapportés dans le tableau dans la page suivant :

Tableau 9 : Répartition des aciers transversaux

	Travée 1		Travée 2	
	G	D	G	D
$ V_u^{\max} $ (KN)	7,97	7,015	5,23	6,41
$S_{t\text{choisie}}$ (cm)	17	17	17	17

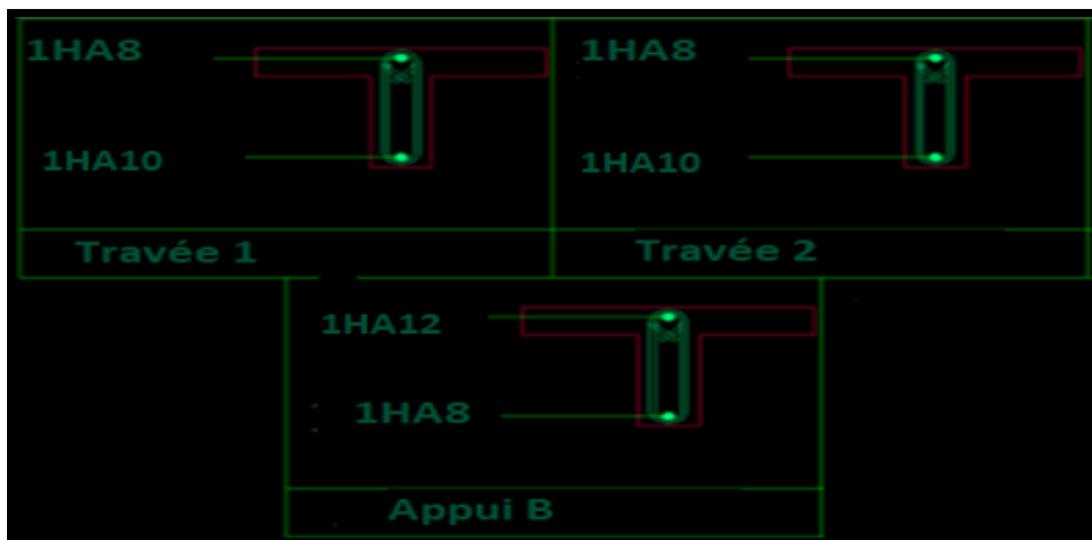


Figure 20: Ferrailage de la de la nervure

CHAPITRE 2 : Calcul d'une poutre continue à deux travées

I/ INTRODUCTION:

Dans cette partie, nous allons faire l'étude détaillée de la poutre continue **D20-D21** du plancher haut terrasse qui se présente dans la figure suivante.

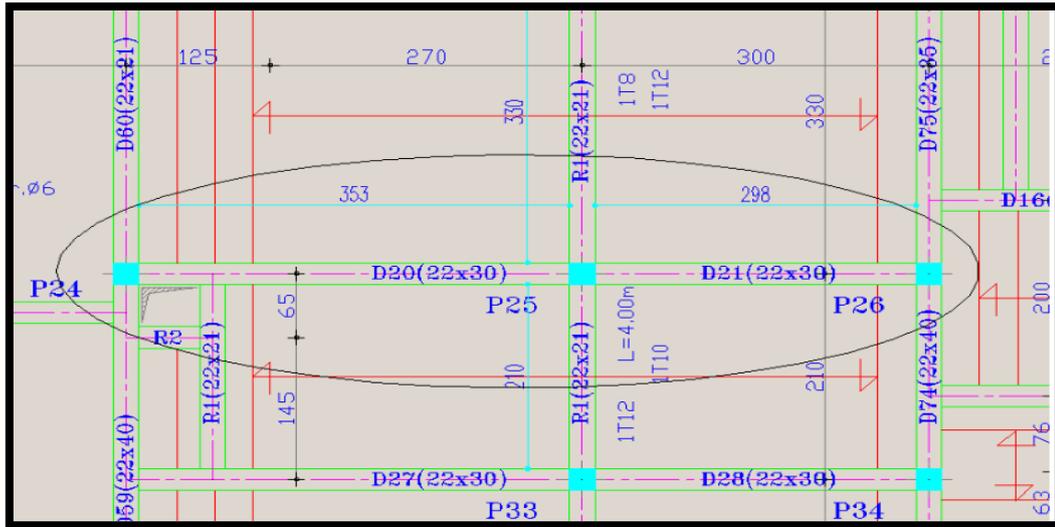


Figure 21: Plan de la situation de la poutre

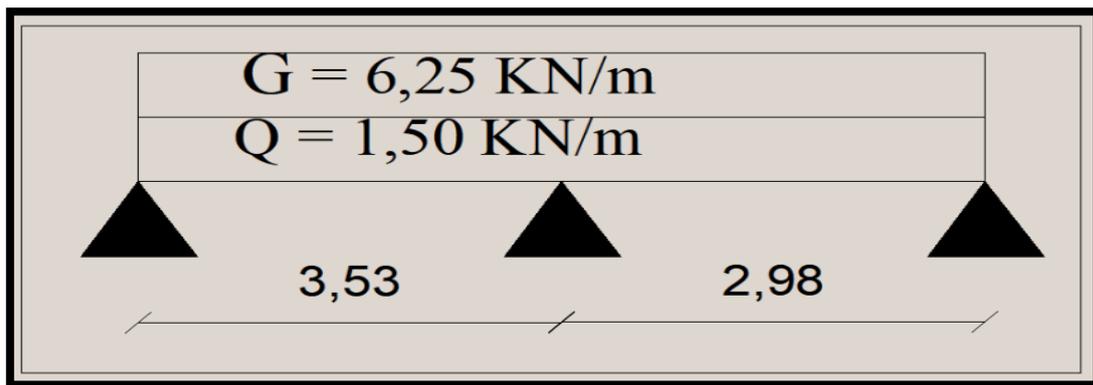


Figure 22: Schéma Mécanique de la poutre

II. Evaluation des charges :

La poutre est soumise à :

- Poids propre de la poutre :

$$P_p = 0,22 \times 0,30 \times 25 = 1,65 \text{ KN/ml}$$

- Charge de plancher :

$$P_{pl} = 6,25 \times ((2,1+3,3)/2) = 16,88 \text{ KN/m}$$

Alors :

$$\Rightarrow G_{tot} = 18,53 \text{ KN/m}$$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q = 1,50 \times ((3,3+2,1)/2) = 4,05 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$\text{A l'ELU: } P_u = 1,35 G + 1,50 Q = 31 \text{ KN/m.}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 22,58 \text{ KN/m.}$$

III. Choix de la méthode de calcul :

- $\frac{Q}{G} = \frac{1,50}{6,25} = 0,24 \leq 2$ (vérifiée)
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la nervure. (vérifiée)
- Les portées successives ayant un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (vérifiée)
- La fissuration ne compromet pas à la tenue du béton armé et de ses revêtements (Fissuration peut préjudiciable) (vérifiée)

Après avoir vérifié les conditions de l'application de la méthode forfaitaire nous allons passer à la détermination des sollicitations.

VI. Détermination des sollicitations sur appuis et en travée :

1) Moments fléchissant dans les travées de référence :

M_0^i : Moment maximal d'une travée isostatique de référence i.

$$\text{à l'ELU : } M_{0u}^i = \frac{P_u \cdot l_i^2}{8}$$

$$\text{à l'ELS : } M_{0s}^i = \frac{P_s \cdot l_i^2}{8}$$

Tableau 10 : Moment de travée de référence

Travée i	Li(m)	M_{0u}^i (KN. m)	M_{0s}^i (KN. m)

1	3,53	48,28	35,17
2	2,98	34,41	25,06

1) Moments fléchissant maximaux sur appuis :

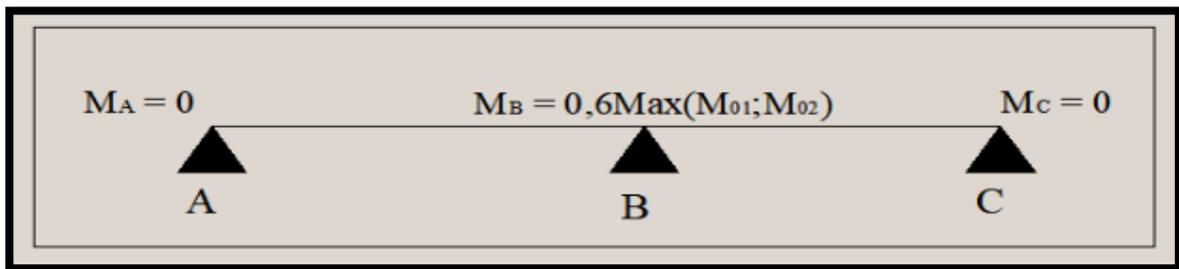


Figure 23 : Schéma des moments sur appuis

Tableau 11 : Tableau récapitulatif des moments sur appuis

Appui	M_{au}^i (KN. m)	M_{as}^i (KN. m)
B	-28,96	-21,10

2) Moments fléchissant maximaux en travées :

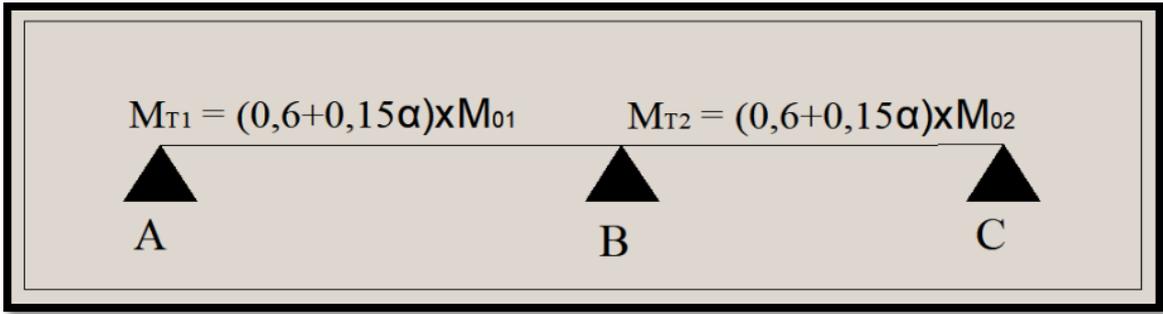


Figure 24: Schéma des moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,50}{1,50 + 6,25} = 0,193$$

Tableau 19 : Moments en travée

Travée i	M_{tu}^i (KN. m)	M_{ts}^i (KN. m)
1	30,36	22,08
2	21,64	15,76

Avec :

$$M_t \geq \max (1,05 M_0^i; (1+0,3\alpha)M_0^i) - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0^i$$

- M_0^i Moment isostatique maximal de la travée de référence « i ».
- M_e et M_w : sont respectivement les valeurs absolues des moments maximaux sur appui droite et gauche de la travée « i ».
- M_t : moment maximal dans la travée continue.

Finalement on a :

Tableau 12 : Tableau récapitulatif des moments maximaux en travée

Travée i	M_{tu}^i (KN. m)	M_{ts}^i (KN. m)
1	36,60	22,72
2	21,92	12,03

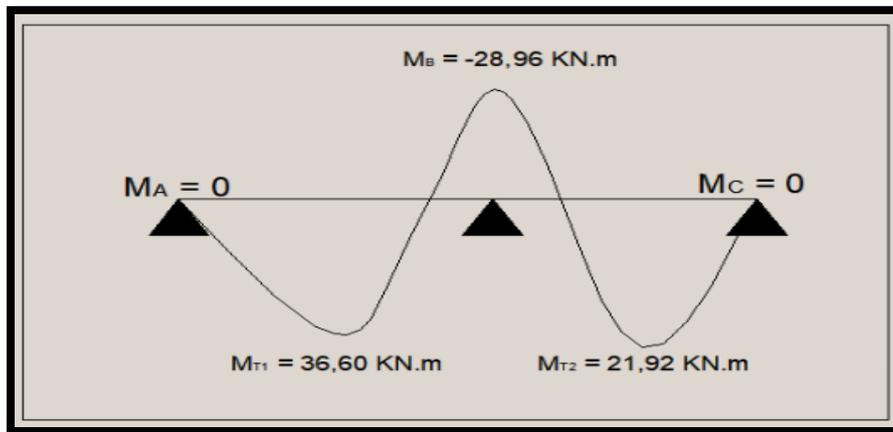


Figure 25: Courbe des moments fléchissant enveloppe de la nervure à L'ELU

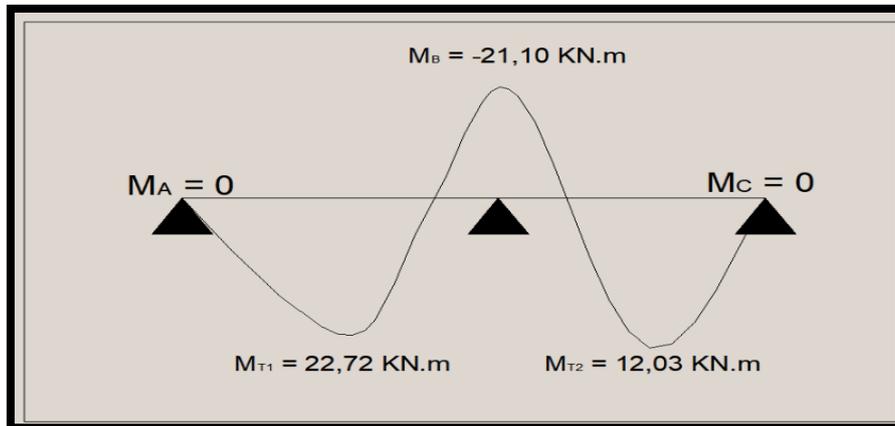


Figure 26 : Courbe moment fléchissant enveloppe de la nervure à L'ELS

3) Effort tranchant :

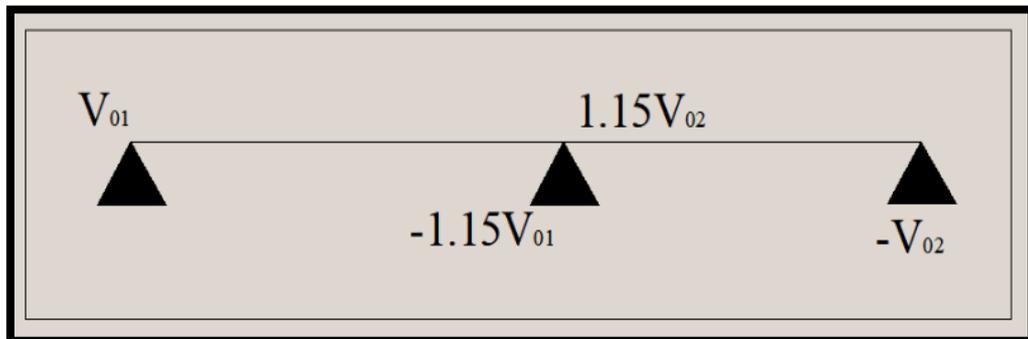


Figure 27: Calcul des efforts tranchants

$$V_{0i} = \frac{P_u \times l_i}{2}$$

Tableau 21 : Effort tranchant sur appuis des travées isostatiques

Travée i	l_i (m)	V_{0i} (m)
1	3.53	54.71
2	2.98	46.19

Tableau 13 : Effort tranchant sur appuis

Appui i		1	2	3
Effort tranchant	Vg(KN)	0	-62.91	-46.19
	Vd(KN)	54.71	53.11	0

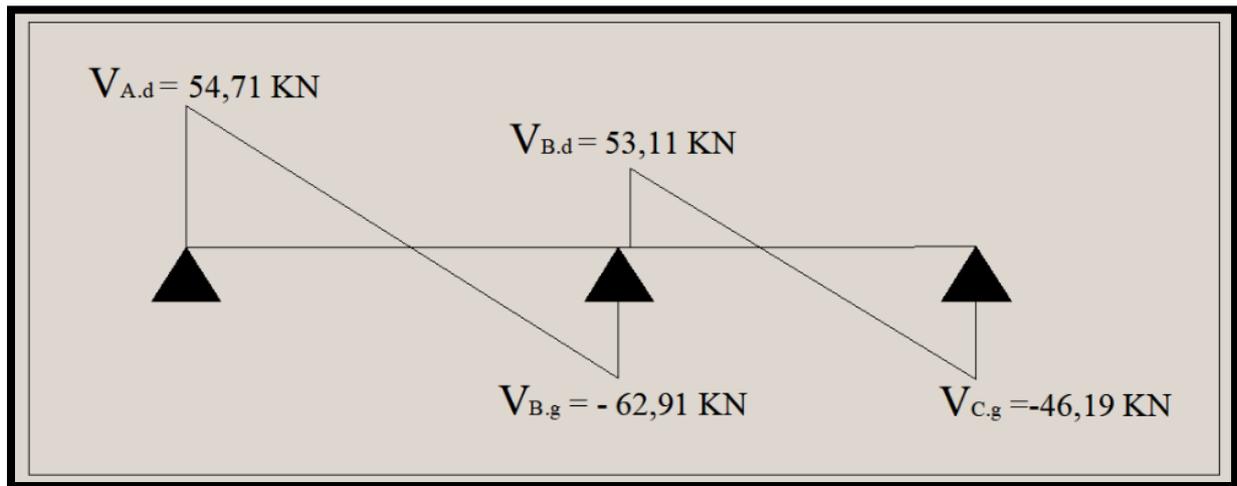


Figure 28 : Courbe effort tranchant enveloppe de la nervure 16+5 à l'ELU

V. Calcul du ferrailage de la poutre :

V-1/ Armature longitudinale des travées :

a) Dimensionnement à L'ELU :

On a $M_u = 36.60 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,0366}{0,22 \cdot 0,265^2 \cdot 12,47} = 0,19 < \mu_{lim} = 0,3$$

=> pas besoin d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,19}) = 0,265$$

$$y_u = \alpha_u \cdot d = 0,265 \cdot 0,265 = 0,07 \text{ m}$$

$$Z_u = d - 0,4 \cdot y_u = 0,265 - 0,4 \cdot 0,07 = 0,236 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{0,0366}{0,236 \cdot 347,8} = 4,46 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Soit

3HA14=> $A_{st}=4,617 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ (tableaux de section nominale de barre)

b) Vérification à L'ELS :

$$M_g = 21,92 \text{ KN.m}$$

y_1 est la solution de l'équation: $A y_1^2 + B y_1 + C$

Avec :

$$A = \frac{b}{2} = 0,11 ; B = 15 * A_{st} = 0,007 ; C = -15 * A_{st} * d = -0,0018$$

$$\Rightarrow y_1 = 0,104 \text{ m}$$

$$I_{GZ} = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A_{st} * (d - y_1)^2 = 2,62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_g}{I_{GZ}} * y_1 = \frac{0,002192}{2,62 * 10^{-4}} * 0,104 = 8,7 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

C) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$\Leftrightarrow A_{st} \geq A_{min} \Leftrightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Tableau 14 : Dimensionnement à L'ELU et vérification à L'ELS d'armature longitudinale des travées

$D \mid m \mid \xi$	Travée 1	Travée 2
---------------------	----------	----------

	M_u (KN. m)	36,60	22,72
	μ_u	0,19	0,12
	μ_{lim}	0,3	0,3
	α	0,265	0,16
	y_u (m)	0,07	0,04
	Z (m)	0,236	0,248
	A_{sc} (cm ²)	0	0
	$A_{st}^{théo}$ (cm ²)	4,46	2,63
	$A_{st}^{choisie}$ (cm ²)	3HA14=4,617	3HA12=3,39
<u>Vérification à LELS</u>	M_s (KN. m)	21,92	12,03
	$Y1$ (m)	0,104	0,088
	I (m)	$2,62 \times 10^{-4}$	$2,09 \times 10^{-4}$
	σ_{bc} (MPa)	8,7	5,35
	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	13,2	13,2
	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée	vérifiée
<u>CNF</u>	A_{min} (cm ²)	0,64	0,64
	$A_{min} < A_{choisi}$	Vérifiée	vérifiée
	Ast final	3HA14	3HA12

V-2/ Armature longitudinale des appuis :

a) Dimensionnement à L'ELU :

$$M_u = -28,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,96}{0,22 * 0,265^2 * 12,47} = 0,15 < \mu_{lim} = 0,3$$

⇒ pas besoin d'armature comprimée

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,15}) = 0,204$$

$$y_u = \alpha_u * d = 0,204 * 0,265 = 0,054 \text{ m}$$

$$Z_u = d - 0,4 * y_u = 0,265 - 0,4 * 0,054 = 0,243 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0,02896}{0,243 * 347,8} = 3,42 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

Sait

$$2\text{HA}16 \Rightarrow A_{st} = 4,022 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

b) Vérification à L'ELS :

$$M_s = -21,10 \text{ KN.m}$$

y_1 est la solution de l'équation: $A y_1^2 + B y_1 + C$

$$\text{Avec } A = \frac{B}{2} = 0,11 ; B = 15 * A_{st} = 0,0060 ; C = -15 * A_{st} * d = -0,0016$$

$$\Rightarrow y_1 = 0,096 \text{ m}$$

$$I_{GZ} = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A_{st} * (d - y_1)^2 = 2,37 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I_{GZ}} * y_1 = \frac{0,02110}{2,37 * 10^{-4}} * 0,096 = 8,54 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa (vérifier)}$$

C) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A_{st} \geq A_{min}$$

Tableau 15 : Dimensionnement à L'ELU et vérification à L'ELS de l'armature longitudinale des appuis

		Travée 1	Travée 2
<u>Dimensionnement à l'ELU</u>	M_u (KN.m)	36,60	22,72
	μ_u	0,19	0,12
	μ_{lim}	0,3	0,3
	α	0,265	0,16
	y_u (m)	0,07	0,04
	Z (m)	0,236	0,248
	A_{sc} (cm ²)	0	0
	$A_{st}^{théo}$ (cm ²)	4,46	2,63
	$A_{st}^{choisie}$ (cm ²)	3HA14=4,617	3HA12=3,39
<u>Vérification à LELS</u>	M_s (KN.m)	21,92	12,03
	Yl (m)	0,104	0,088
	I (m)	$2,62 \times 10^{-4}$	$2,09 \times 10^{-4}$
	σ_{bc} (MPa)	8,7	5,35
	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	13,2	13,2
	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifiée	vérifiée
<u>CNF</u>	A_{min} (cm ²)	0,64	0,64
	$A_{min} < A$ choisi	Vérifiée	vérifiée
	Ast final	3HA14	3HA12

V-3/ Calcul des armatures transversales :

Pour le calcul des armatures transversales, on va détailler le calcul pour la moitié gauche de la travée 1 et pour les autres travées les résultats seront explicités dans un tableau.

A) Vérification du béton à l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 54,71 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 22}{1.5} = 2.93 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.93 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u$: est la contrainte tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{|V_{u\max}|}{b_0 \cdot d} = \frac{54,71 \cdot 10^{-3}}{0,22 \times 0,265} = 0,93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ le béton est vérifiée}$$

Tableau 25 : Vérification du béton vis à vis de l'effort tranchant

	Travée 1		Travée 2	
	G	D	G	D
$ V_{u\max} (\text{KN})$	54,71	62,91	53,91	46,19
$\tau_u(\text{MPa})$	0,93	1,08	0,924	0,8
$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	2,93	2,93	2,93	2,93
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

B) Chaix du tracé et du diamètre Φ_t d' A_t :

$$\Phi_t < \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{300}{35} = 8,57\text{mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{220}{10} = 22\text{mm} \\ \Phi_{l\max} = 10\text{mm} \end{array} \right. = 8\text{mm}$$

Soit 2 étriers Φ_6 ainsi $A_t = 0,56\text{cm}^2$

C) Espacement:

***condition 1 :**

$$S_{t1} = \text{Min} \left(\frac{A_t + f_e}{0,4 + b_0} ; 2 * \frac{A_t + f_e}{\tau_u + b_0} \right)$$

$$= \text{min} \left(\frac{0,56 + 235}{0,4 + 22} ; 2 * \frac{0,56 + 235}{0,93 + 22} \right) = 12 \text{ cm}$$

***condition 2:**

$$S_{t2} = \text{min} \begin{cases} 0,9 \times d = 0,9 \times 26,5 = 23 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_{t2} = 23 \text{ cm}$$

***condition 3:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b_0 * \gamma_s * (\tau_u - 0,3K * f_{t28})}{0,9 * f_{ed} * (\sin \alpha + \cos \alpha)} ; \text{ avec } \alpha = 90^\circ$$

Et : K=1 (FPP + flexion simple + sans reprise de bétonnage)

$$\frac{0,56 + 0,9 * 235 * (\sin 90 + \cos 90)}{22 * 1,15 + (0,93 - (0,3 * 1,92))} \geq S_{t3} = 13,22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = \text{min}(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 12 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont rapportés dans le tableau dans la page suivant :

Tableau 26 : Répartition des aciers transversaux

	Travée 1		Travée 2	
	G	D	G	D
$ V_u^{\text{max}} $ (KN)	54,71	62,91	53,91	46,19
$S_{t\text{choisie}}$ (cm)	12	9	12	12

Figure 29 : Ferrailage de la poutre

CHAPITRE 3: ETUDE DES PANNEAUX DES DALLES PLEINES

I/INRODUCTION :

Les dalles jouent un rôle primordial dans la répartition des charges sur les poutres afin de les transmettre aux poteaux où ; de ce fait se cristallise l'importance de ces éléments surtout au niveau de sous-sol pour des raisons de sécurité incendie ou pour les panneaux de dalle de formes compliquées.

Dans ce chapitre , il s'agit de faire l'étude détaillée d'une dalle pleine située au plancher sous-sol .

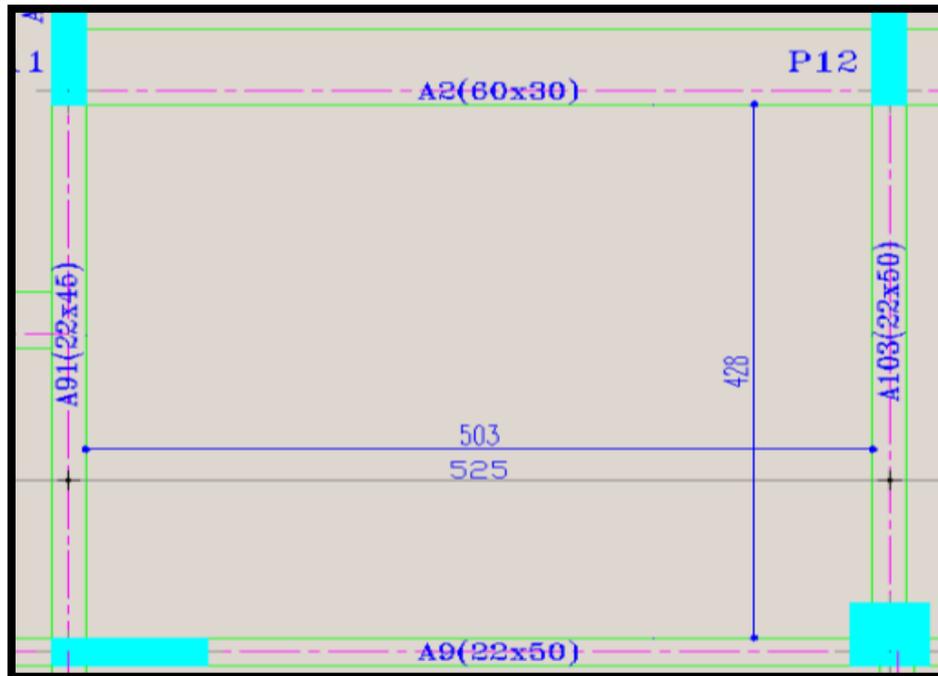
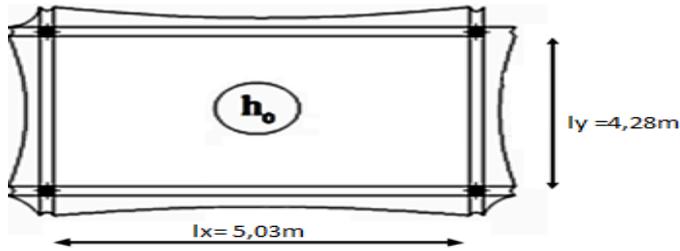


Figure 30 : Plan de la situation Du panneau dalle pleine

II/ETUDE DU PANNEAU DE DALLE RECTANGULAIRE

II.1/ Pré-dimensionnement :



$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,28}{5,03} = 0,85 \geq 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$e_0 \geq \frac{l_x}{40}$ est l'épaisseur de la dalle qui doit vérifier la condition suivante :

Pour une dalle continue

$$\Leftrightarrow e_0 \geq \frac{428}{40} = 10,7 \text{ cm}$$

Le panneau de dalle étudié fait partie du plancher du parking (sous-sol) où le risque d'incendie est très probable.

L'épaisseur minimale pour que la dalle résiste est donnée par la formule suivante :

Une épaisseur en travée continue « e_{\min} » tel que :

$$e_{\min} \geq \frac{l}{25}$$

$$e_{\min} \geq 17,12$$

soit : $e = 20 \text{ cm}$

II.2/ Evaluation des charges :

$$G = 7,66 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 12,59 \text{ KN/m}$$

$$p_{ser} = G + Q = 9,11 \text{ KN/m}$$

II.3/ Détermination de sollicitations à l'ELU ($v = 0$)

A) Moments fléchissant dans le panneau isolé :

$\alpha = 0,85 \Leftrightarrow$ La dalle porte dans les deux sens

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4 \times 0,85^2)} = 0,0505$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,707$$

D'où les moments pour une bande de largeur unité vaut :

$$M_{0x} = \mu_x P_u l_x^2 = 11,65 \text{ KN/m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 8,24 \text{ KN/m}$$

B) Moments fléchissant dans le panneau réel

Les moments dans les panneaux réels sont pris égaux aux moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires. Dans notre cas le panneau est intermédiaire (continu sur ses quatre bords) donc :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 8,74 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -5,83 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 6,18 \text{ KN.m/m}$$

Pour M_{ty} , il y a une valeur minimale à respecter. Il s'agit d'un chargement repart

$$M_{ty} = 6,18 \geq \frac{M_{tx}}{4} = 2,19 \text{ (Vérifiée)}$$

II.4/ Détermination de sollicitations à ELS ($v = 0, 2$)

Moments fléchissant dans le panneau isolé :

$\alpha = 0,85 \Leftrightarrow$ La dalle porte dans les deux sens

$$\mu_x = 0,0505$$

$$\mu_y = 0,707$$

D'où les moments pour une bande de largeur unité vaut :

$$M_{0x} = \mu_x P_{ser} l_x^2 = 8,43 \text{ KN/m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 5,96 \text{ KN/m}$$

II. 4.2/ Moments fléchissant dans le panneau réel

Les moments dans les panneaux réels sont pris égaux aux moments "isostatiques" multipliés par des coefficients forfaitaires. Dans notre cas le panneau est intermédiaire (continu sur ses quatre bords) donc :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 6,32 \text{ KN. m/m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 M_{0x} = - 4,22 \text{ KN. m/m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 4,47 \text{ KN. m/m}$$

Il y a une valeur minimale M_{ty} à respecter. Il s'agit d'un chargement repart

$$M_{ty} = 4,47 \geq \frac{M_{tx}}{4} = 1,58 \text{ (Vérfiée)}$$

Tableau 27: Tableau des moments fléchissant

moment (KN. m)	$M_{ax} = M_{ay}$	M_{tx}	M_{ty}
ELU	- 5,83	8,74	6,18
ELS	- 4,22	6,32	4,47

II.5/ Calcul des efforts tranchants

➤ Au milieu du grand côté :

$$V_{ux} = \frac{P_{u1x}}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{3}} = 18,90 \text{ KN}$$

➤ Au milieu du petit côté :

$$V_{uy} = \frac{P_{u1x}}{3} = 17,96 \text{ KN}$$

$$V_{uy} \leq V_{ux} \text{ (Vérifiée)}$$

II.6/ Calcul des armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales est réalisé pour une section rectangulaire de largeur unitaire, travaillant à la flexion simple.

La fissuration étant peu préjudiciable, on procède par un dimensionnement à l'ELU :

☆ **En travée« sens l_x »**

$$M_u = M_{tx} = 8,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0,165^2 \times 12,47} = 0,0257$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0,0325$$

$$Z_b = d(1 - (0,4 \alpha)) = 0,163 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{8,74 \times 10^{-3}}{0,163 \times 347,8} = 1,542 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

☆ **En travée« sens l_y »**

$$M_u = M_{ty} = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,165^2 \times 12,47} = 0,0182$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0,0229$$

$$Z_b = d(1 - (0,4 \alpha)) = 0,163 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{6,18 \times 10^{-3}}{0,163 \times 347,8} = 1,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

☆ **Sur appuis**

$$M_u = M_{ax} = M_{ay} = 5,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,165^2 \times 12,47} = 0,0171$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0,0216$$

$$Z_b = d(1 - (0,4 \alpha)) = 0,163 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{5,83 \times 10^{-3}}{0,163 \times 347,8} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau 16: Tableau des armatures longitudinales

		travée « sens l _x »	travée « sens l _y »	appuis
Dimensionnement à l'ELU	M_u	8,74	6,18	- 5,83
	μ_{bu}	0,0257	0,0182	0,0171
	μ_l	0,3	0,3	0,3
	α	0,0325	0,0229	0,0216
	Z_b	0,163	0,163	0,163
	A_{st}	1,542	1,09	1,03

II.7/ Section minimale d'armatures

A) Bande suivant l_y :

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$8x e_0 : f_c = 400 \text{ MPa}$

$$A_{y \min} = 8 \times 0,2 = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ty} = 1,09 \text{ cm}^2 \leq A_{y \min} = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Leftrightarrow A_{ty} = A_{y \min} = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ay} = 1,03 \text{ cm}^2 \leq A_{y \min} = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Leftrightarrow A_{ay} = A_{y \min} = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

B) Bande suivant l_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \times \frac{3 \frac{l_x}{l_y}}{2} = 1,6 \frac{3 \frac{4,175}{5,53}}{2} = 1,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{tx} = 1,542 \text{ cm}^2 \leq A_{x \min} = 1,72 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{tx} = A_{x \min} = 1,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ax} = 1,03 \text{ cm}^2 \leq A_{x \min} = 1,72 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{ax} = A_{x \min} = 1,72 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

II.8/ choix des aciers

A) Diamètre minimaux des barres

$$\phi \leq \frac{e_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

B) Espacement maximums

On est dans le cas de charges réparties et la fissuration peu préjudiciable.

☆ En travée « sens l_x »

$$S_{tx} \leq \text{Min} \{3e_0 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_{tx} \leq \text{Min} \{60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Leftrightarrow S_{tx} \leq 33 \text{ cm}$$

Avec : $A_{tx} = 1,72 \text{ cm}^2 / \text{m} \Leftrightarrow$ On choisit **4HA8 / m** ($S_{tx} = 25 \text{ cm}$)

☆ En travée « sens l_y »

$$S_{ty} \leq \text{Min} \{3h_0 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_{ty} \leq \text{Min} \{60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow S_{ty} \leq 45 \text{ cm}$$

Avec : $A_{ty} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow$ On choisit **4HA8 /m** ($S_{ty} = 25 \text{ cm}$)

☆ **Sur appui**

$A_{ax} = 1,72 \text{ cm}^2 ; S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow$ On choisit **4HA8 /m** ($S_{tx} = 25 \text{ cm}$)

$A_{ay} = 1,6 \text{ cm}^2 ; S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow$ On choisit **4HA8 /m** ($S_{ty} = 25 \text{ cm}$)

II.9/Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Il n'y a pas besoin d'armature d'âme si la dalle est réalisée sans reprise de bétonnage et si :

$$\zeta_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad \zeta_u = \frac{18,90 \times 10^{-3}}{1 \times 0,165} = 0,114 \text{ MPa} \leq 0,07 \frac{22}{1,5} = 1,026 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \zeta_u = 0,114 \text{ MPa} \leq 1,026 \text{ MPa} \quad (\text{Hypothèse Vérifiée})$$

☞ Il n'y a pas besoin d'armatures transversales.

II.10/Arrêt des armatures

☆ **Nappe inférieure:**

2 HA8 /ml arrêtés à $0,1l_x = 0,1 \times 4,28 = 0,428 \text{ m}$ de
soit : 50 cm

En travée « sens l_y

2 HA8 /ml arrêtés à $0,1l_x = 0,1 \times 5,03 = 0,503 \text{ m}$ de la

rive

☞ soit : 50 cm

☆ **Nappe supérieure (chapeaux) :**

$$l_1 = \text{Max} \begin{cases} l_s = 40\phi = 32 \text{ cm} \\ \frac{l_x}{5} = \frac{428}{5} = 85,6 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_1 = 85 \text{ cm}$$

$$l_2 = \text{Max} \begin{cases} l_s = 40\phi = 32 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = \frac{85}{2} = 42,5 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_2 = 45 \text{ cm}$$

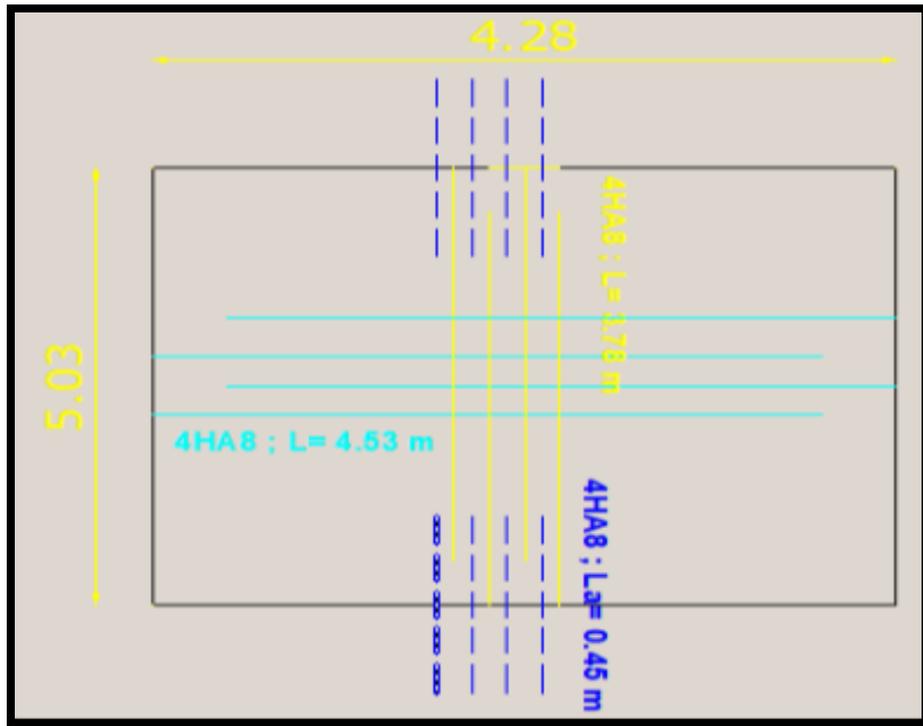


Figure 31: Ferrailage de la dalle

CHAPITRE 4 : EXEMPLE DE CALCUL D'UNE FILE DE POTEAUX

I/INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on traite le dimensionnement et la vérification du poteau P51 présenté dans la figure 31.

Ce poteau est encasturé à une semelle isolé, articulé au niveau de la dalle haute du sous-sol 1 et de même avec le plancher terrasse

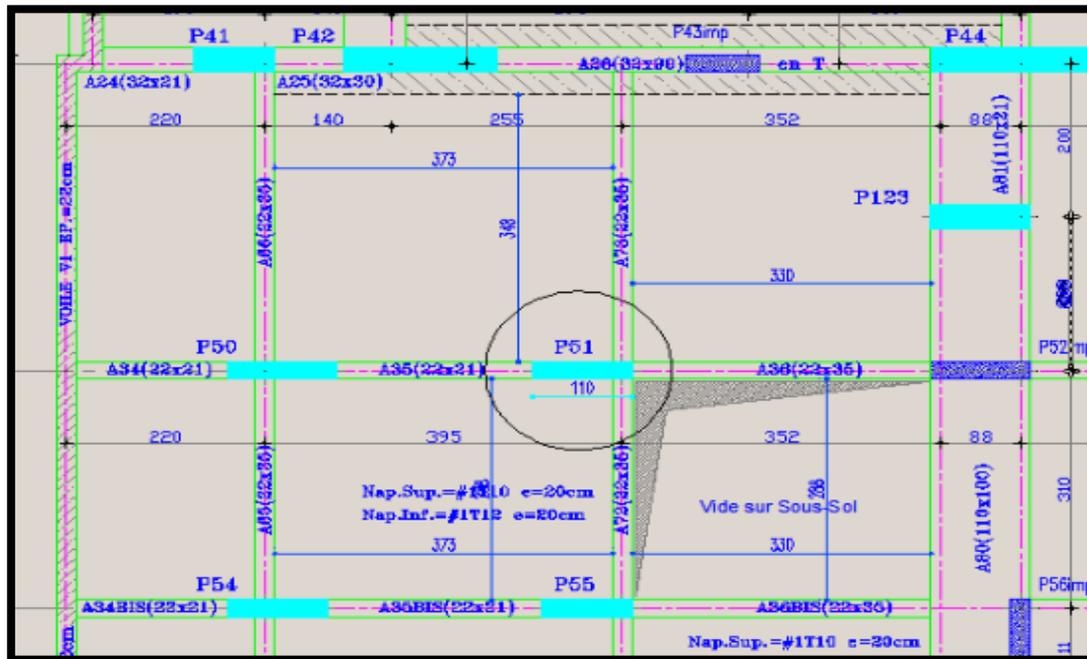


Figure 32: Plan de situation du poteau P51

II) Evaluation des charges :

Tableau 17: Tableau des charges

Les niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	HAUTEUR DES POTEAUX (m)
PLANCHER TERRASSE	6,25	1,5	3,1
RDC ET ETAGE COURANT	6	1,5	3,1
SOUS-SOL	7,66	1,5	3,1

Détermination de l'effort normal sur le poteau au niveau du plancher terrasse :

Dans cette exemple on va expliciter le calcul de l'effort normal à l'ELU et à l'ELS au niveau du poteau P51 situé au niveau de sixième étage :

- Poids propre du poteau :

$$P_{\text{pot}} = 0,22 \times 0,22 \times 25 \times 3,1 \\ = 3,751 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres :

$$P_{\text{lin}} = (0,22 \times 0,21 \times 3,73 \times 25 \times 0,5) + (0,22 \times 0,4 \times 3,78 \times 25 \times 0,5) \\ + (0,22 \times 0,21 \times 4,18 \times 25 \times 0,5) + (0,22 \times 0,3 \times 2,88 \times 25 \times 0,5) \\ = 11,1 \text{ KN}$$

- Effort normal à l'ELU et à l'ELS :

$$N_u = 1,35 \times 11,1 + 13,17 \times (1,35 \times 6,25 + 1,5 \times 1,5) \\ = 155,74 \text{ KN}$$

$$N_s = 11,1 + 13,17 \times (6,25 + 1,5) \\ = 113,675 \text{ KN}$$

Le reste de calcul sera résumé dans le tableau ci-dessus :

Tableau 30: Tableau de descente de charge sur les poteaux

Les niveaux	Hauteur des poteaux (m)	Section (m ²) (a*b)	Surface impact (m ²)	P _{lin} (KN)	P _{Pot} (KN)	N _u (KN)	N _s (KN)
6 ^{ème}	3,1	0,22*0,22	13,17	11,1	-	155,74	113,68
5 ^{ème}	3,1	0,30*0,22	13,17	11,1	3,751	312,1	227,30
4 ^{ème}	3,1	0,40*0,22	13,17	11,1	5,11	470,3	342,29
3 ^{ème}	3,1	0,50*0,22	13,17	11,1	6,82	630,80	458,9
2 ^{ème}	3,1	0,60*0,22	13,17	11,1	8,525	793,60	577,30
1 ^{er}	3,1	0,70*0,22	13,17	11,1	10,23	958,70	697,41
RDC	3,1	0,80*0,22	13,17	11,1	11,94	1126,10	819,22
Sous-Sol	3,1	1,1*0,22	8,8	8,27	13,64	1266,48	921,74

III) Calcul de ferrailage du poteau :

III.1/Armature longitudinales :

Calcul des armatures longitudinales du poteau de section (110x22) bi articulé :

$$N_U = 1266.48 \text{ KN}$$

$$L_0 = 3.1 \text{ m}$$

K = 1,1 : en supposant que la moitié des charges s'applique avant 90 jours.

✓ **Elancement de la section:**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a_1} l_f = 34,17$$

✓ **Coefficient de : α et β :**

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,2$$

$$\alpha(\lambda) = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,649$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (22-2) \times (110-2) = 2160 \text{ cm}^2$$

$$A = \left[\frac{KN_U}{A(\lambda)} - \frac{B_R F_{c28}}{0,9 \Gamma_B} \right] \frac{\Gamma_S}{F_E} = -45,12 \text{ CM}^2 < 0$$

⇒ LE BETON EST CAPABLE SEUL DE SUPPORTER LES CHARGES
DONC ON CHOISIT A_{SMIN} .

$$A_{Smin} = \max \left\{ 0,2\% \times B = \frac{0,2 \times 1,10 \times 0,22}{100}; 4.U \right\}$$
$$= \max \{ 4,84 \text{ cm}^2; 10,56 \text{ cm}^2 \}.$$

$$A_S = 10,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100} = 121 \text{ cm}^2$$

VERIFICATION :

$$A_{min} \leq A \leq A_{max}$$

⇒ Soit : $A_{choisie} = 10 \text{ HA12 (11,31 cm}^2)$

IV/. Vérification à L'ELS :

Il faut vérifier $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$ avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{P_s}{B+15A} = 3,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Verifiée}$$

IV/. Armatures transversales :

Pour les armatures transversales : $\phi_t \leq 12\text{mm}$ et $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t = 6\text{ mm}$

✓ **Espacement en zone courante :**

$$S_t \leq \left\{ \begin{array}{l} 40\text{ cm} \\ a + 10\text{ cm} \\ 15 \phi_l^{\min} \end{array} \right\} = 32\text{cm} \quad \Leftrightarrow \text{ soit } S_t = 32\text{ cm}$$

✓ **Espacement en zone de recouvrement:**

$$l_s = 40 * \phi^{\max} = 48\text{cm}$$

$$l_r = 0,6 * l_s = 28,8\text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ Soit } l_r = 30\text{cm}$$

$$S_r = l_s / 3 = 10\text{ cm}$$

Avec : * l_r : Longueur de recouvrement.

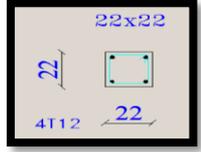
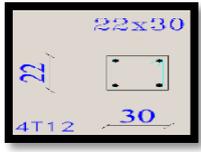
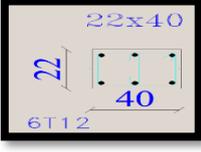
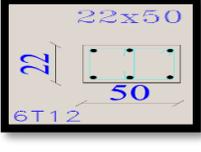
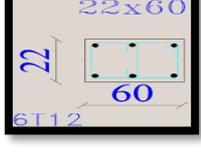
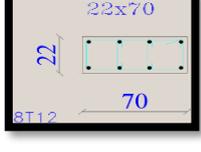
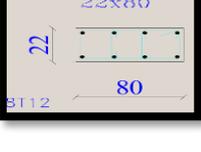
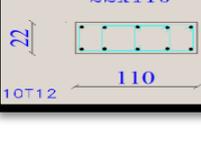
* l_s : Longueur de scellement.

* S_r : espacement en zone de recouvrement.

Tableau 31: Tableau de ferrillages du poteau aux différents étages

Niveau	Section m*m	choix d'acier	ϕ_l	ϕ_t	S_t	L_r	L_s	S_r
6 ^{ème}	0,22*0,22	4HA12	12	6	32	30	48	10
5 ^{ème}	0,22*0,30	4HA12	12	6	32	30	48	10
4 ^{ème}	0,22*0,40	6HA12	12	6	32	30	48	10
3 ^{ème}	0,22*0,50	6HA12	12	6	32	30	48	10
2 ^{ème}	0,22*0,60	6HA12	12	6	32	30	48	10
1 ^{ère}	0,22*0,70	8HA12	12	6	32	30	48	10
R.D.C	0,22*0,80	8HA12	12	6	32	30	48	10
Sous-Sol	0,22*1,10	10HA12	12	6	32	30	48	10

Tableau 18: Tableau des sections d'acier des poteaux

Niveau	Acier choisie	Section théorique	Section commerciale	Vu en plan
6 ^{ème}	4HA12	3,54	4,52	
5 ^{ème}	4HA12	4,16	4,52	
4 ^{ème}	6HA12	4,96	6,78	
3 ^{ème}	6HA12	5,76	6,78	
2 ^{ème}	6HA12	6,56	6,78	
1 ^{er}	8HA12	7,36	9,04	
RDC	8HA12	8,18	9,04	
Sous-Sol	10HA12	10,56	11,31	

CHAPITRE 5 : ANALYSE DE LA CAMPAGNE GEOTECHNIQUE & ETUDE D'UNE SEMELLE RECTANGULAIRE

I/ Analyse de la campagne géotechnique :

Un rapport géotechnique a été rédigé par THYNASONDAGE (Annexe C) sur la base d'un sondage carotté de profondeur 20m avec prélèvement d'échantillons intacts pour des essais en laboratoires afin de déterminer les différents coupes géologique et nature des sols, aussi deux sondages pressiométriques descendues à -20,00 m de profondeur par rapports au terrain naturel pour mesurer les paramètres de portance et de déformabilité des sols (module pressiométrique, pression limite nette et pression de fluage).

Des essais d'identifications et des essais mécanique ont été réalisés au laboratoire tel que :

- Teneur en eau,
- Essai de granulométrie,
- Limite d'Atterberg,
- Analyse chimique de sol,

I-1/ Sondages carottés :

Les sondages corottés consistent à prélever des matériaux sous forme de carotte pour en étudier la nature précise et la structure.

Les résultats du sondage carotté SC1 seront récapitulées dans ce tableau :

Tableau 19: tableau récapitulatif des résultats de sondage carotté

PROFONDEUR :	NATURE :
De 0,00 à 1,00m	Terre végétale.
De 1,00 à 3,00m	Sable fin jaunâtre.
De 3,00 à 4,00m	Sable moyen à grossier limoneux.
De 4,00 à 4,50m	Argile silteuse beige localement verdâtre.
De 4,50 à 6,30m	Sable Alluvionnaire jaunâtre.
De 6,30 à 7,00m	Sable grisâtre vaseux.
De 7,00 à 7,50m	Sable fin gris
De 7,50 à 20,00m	Argile silteuse grisâtre.

Ce prélèvement nous indique le niveau de la nappe phréatique qui est situé à 4,50m par rapport au terrain naturel.

I-2/ Essais pressiométriques :

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture pour une configuration des charge bien précise, il consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable soumis à une augmentation de pression intérieure et placé à la profondeur à laquelle on désire tester le sol.

Dans notre projet, le forage a été réalisé à l'aide d'une tarière hélicoïdale contenue une sonde de $\Phi 60\text{mm}$.

Les résultats obtenus des essais pressiométriques seront récapitulées dans ce tableau :

Tableau 20: tableau récapitulatif des résultats des essais pressiométriques

Profondeur (m)	SP ₁		SP ₂	
	Pl (bar)	E (bar)	Pl (bar)	E (bar)
1	5	30	5	41
2	18	198	24	120
3	22	223	28	212
4	20	136	19	109
5	26	210	27	203
6	29	245	23	203
7	24	265	25	212
8	26	211	25	213
9	22	197	28	238
10	24	177	18	129

Pl : pression limite nette. ; E : module pressiométrique.

On remarque que le long de sondage pressiométrique, les caractéristiques mécaniques sont débutées bonne en surface et vers la profondeur.

I-3/ Les essais au laboratoire :

Les caractéristiques physiques et chimiques du sol ont été mesurées sur deux échantillons intacts prélevés des sondages carottés :

- EI₁₁ à une profondeur de (-3,00 à -3,50m).
- EI₁₂ à une profondeur de (-4,00 à -4,50m).

A) L'analyse granulométrique :

Consiste à classer les sols suivant la taille de leurs éléments.

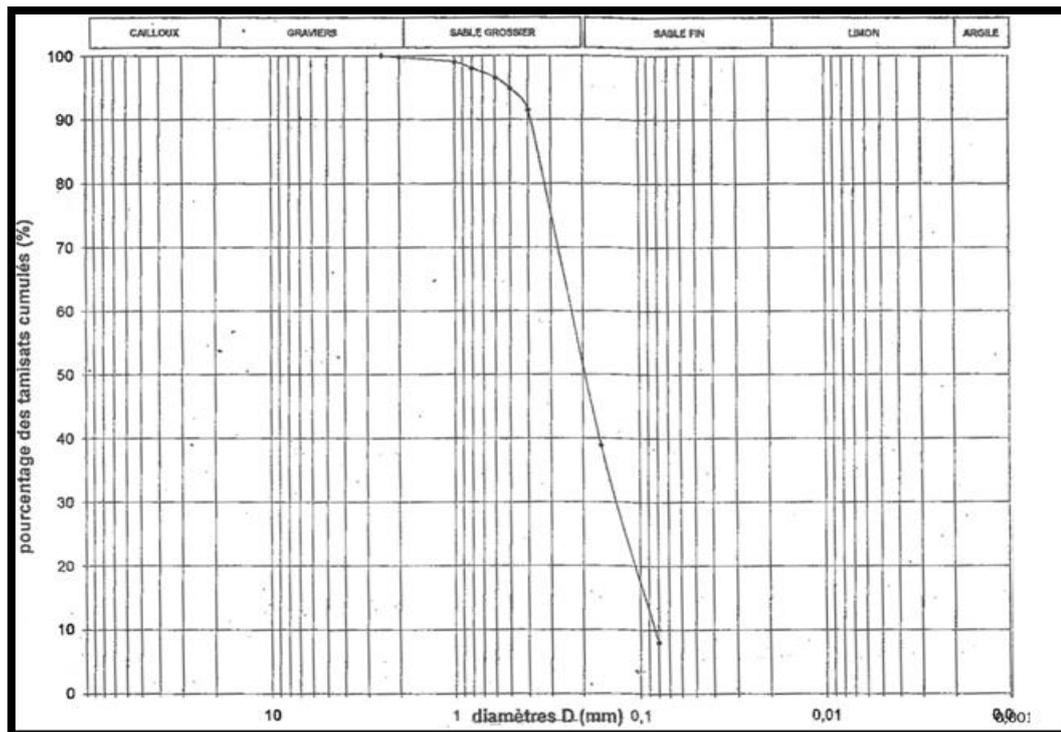


Figure 33: Courbe Granulométrique

Tableau 21: tableau récapitulatif des résultats des essais granulométriques

Sondage	Echantillon	%des fins <0.42mm	%des fins <0.42mm	%des fins <0.42mm	C _u	C _c
SC ₁	EI ₁₁	92	17	9	2,93	1,14
	EI ₁₂	93	60	37	-	-

Tel que à partir de la courbe granulométrique : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ et $C_c = \frac{D_{20}^2 - 10D_{10}D_{60}}{D_{60}^2 - 10D_{10}D_{60}}$

B) Les limites d'Atterberg :

Cet essai consiste à déterminer le pourcentage d'argile d'un matériau et nous permet de déterminer :

- la limite de liquidité W_L
- l'indice de plasticité I_P
- l'indice de consistance I_c

Tableau 22: tableau récapitulatif des résultats des essais de limites d'Atterberg

Sondage	Echantillons	W_L	I_P	I_c
SC₁	EI₁₁	-	-	-
	EI₁₂	28,27	6,59	0,41

C) Autres essais :

- La teneur en eau W varie entre 23,84% et 27,58%
- Le poids volumique humide varie entre 16,45 et 17,45 KN/m³
- Le poids volumique sec varie entre 13,28 et 13,90 KN/m³
- La teneur en sulfate SO₄²⁻ est de 0,4%

Conclusion :

- Au moment de la réalisation des travaux des sondages pressiométriques et carottés, la nappe phréatique a été stabilisée à l'entourage de -4,50m par rapport à la cote TN.
- Le taux de travail admissible du sol d'assise est pris à la valeur limitée de 3bars pour un encastrement des semelles isolées à partir de -3,00m/TN.
- La teneur en sulfate mesuré est de l'ordre de 0,40% ce qui prouve que le sol est classé faiblement agressif. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être
- Compact par ses qualités intrinsèques.

II/ Etude d'une semelle isolée avec charge centrée :

Les fondations sont les parties d'une construction en contact avec le sol. Ils existent plusieurs types de fondation à savoir les pieux, les semelles filantes et les semelles isolées. Selon la portance du sol et les descentes de charges, on a choisie de faire des semelles isolées S10 . Ces semelles ont pour rôle de transmettre au sol les charges du bâtiment.

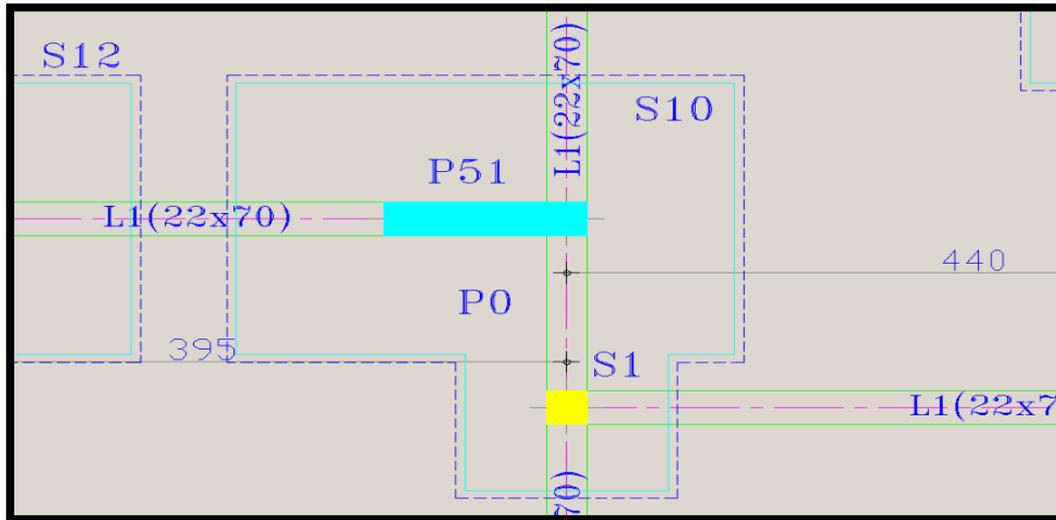


Figure 34 : Plan de la situation de la semelle S10

II.1/hypothèses

- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ L'enrobage des armatures est de 5cm.
- ✓ La semelle est posée sur une couche de béton de propreté d'épaisseur 5cm.
- ✓ La contrainte admissible de sol est $\sigma_s = 3\text{bar}$.

II.2/ les charges

Le poteau de section $(22 \times 110) \text{ cm}^2$ transmet à la semelle l'effort suivant :

- ✓ $N_u = 1266,48 + 1,35 \times 18,76 = 1291,80 \text{ KN}$
- ✓ $N_s = 921,47 + 18,76 = 940,50 \text{ KN}$

II.3/ Pré dimensionnement de la semelle

$$A \geq \sqrt{\frac{a N_s}{b \sigma_s}} = \sqrt{\frac{0,22 \cdot 0,94}{1,1 \cdot 0,3}} = 0,79 \text{ m} \quad \text{Soit } A = 0,8 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b N_s}{a \sigma_s}} = \sqrt{\frac{1,1 \cdot 0,94}{0,22 \cdot 0,3}} = 3,95 \text{ m} \quad \text{Soit } B = 4 \text{ m}$$

✓ Condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d_b \text{ et } d_b \leq B - b \quad \Leftrightarrow \quad 0,725 \text{ m} \leq d \leq 2,9 \text{ m}$$

$$\text{On choisit : } d_b = 0,75 \text{ m}$$

$$\frac{A-a}{4} \leq d_a \text{ et } d_a \leq A - a \quad \Leftrightarrow \quad 0,145 \text{ m} \leq d \leq 0,58 \text{ m}$$

$$\text{On choisit : } d_a = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Soit } d = \max\{d_a, d_b\} = 0,75 \text{ m}$$

✓ La hauteur totale de la semelle :

$$h = d + 0,05 = 0,8 \text{ m}$$

✓ Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{propre}} = A \times B \times h \times \rho_b = 0,80 \times 4 \times 0,80 \times 25 = 64 \text{ KN}$$

$$P_s = P_{\text{propre}} + N_{s2} = 940,50 + 64 = 1004,5 \text{ KN}$$

✓ Vérification du taux de travail du sol

$$\sigma = \frac{P_s}{A \times B} = \frac{1.004}{4 \times 0,8} = 0,32 > 0,3 \text{ MPa (Non Vérifiée)}$$

On prend $A = 1 \text{ m}$

$$\sigma = \frac{P_s}{A \times B} = \frac{1.004}{4 \times 1} = 0,251 > 0,3 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

II. 4/ Détermination des armatures

$$P_u = N_u + 1,35P_{\text{propre}} = 1291,8 + (1,35 * 64) = 1378,25 \text{ KN}$$

$$A_a = \frac{P_u(A-a)}{8 d \overline{\sigma}_s} = \frac{1,378(1-0,22)}{8*0,75*347,82} = 5,14 \text{ cm}^2$$

$$A_b = \frac{P_u(B-b)}{8 d \overline{\sigma}_s} = \frac{1,378(4-1,1)}{8*0,75*347,82} = 19,26 \text{ cm}^2$$

Pour la fissuration préjudiciable, on majore par 10% :

$$A = 1,1A_a = 1,1 * 12,42 = 5,65 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA14 (6.15 cm²).

$$B = 1,1A_b = 1,1 * 19,26 = 21,18 \text{ cm}^2$$

On choisit 12HA16 (24.11 cm²).

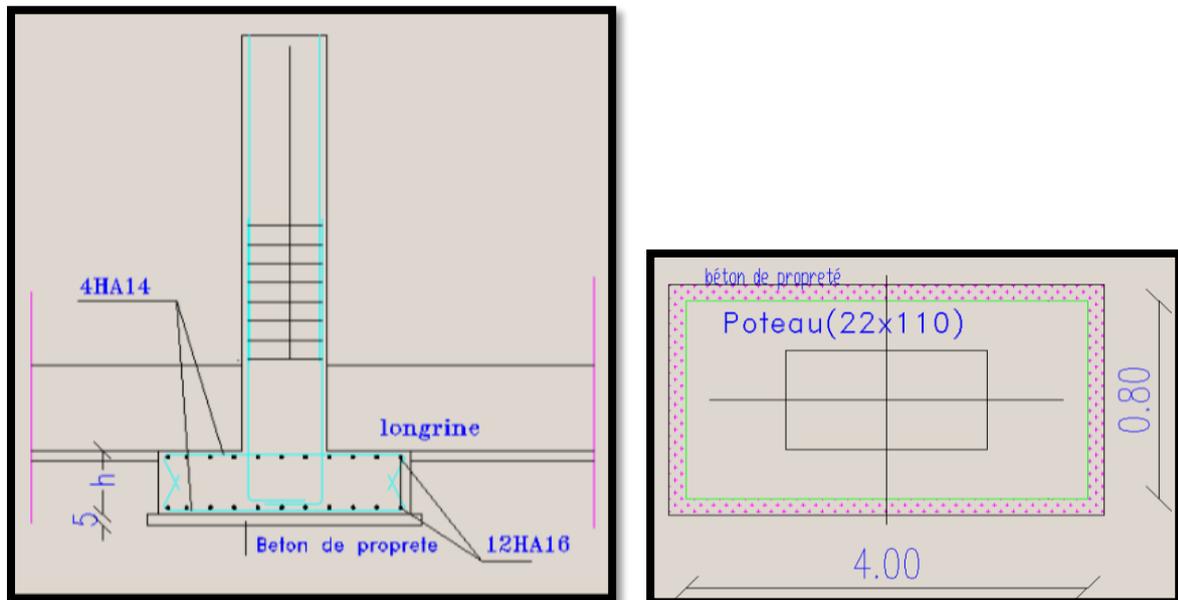


Figure 35: Schéma de ferrailage et Coupe transversal de la semelle

CHAPITRE 6 : ETUDE DES ESCALIERS

I/DEFINITION ET TERMINOLOGIE :

L'escalier est un élément en béton armé de franchissement vertical, composé d'une série de marches.

- ✓ h : hauteur de la contremarche.
- ✓ g : largeur de la marche.
- ✓ α : Inclinaison de la volée $\alpha = \arctg\left(\frac{h}{g}\right)$.
- ✓ H : hauteur de la volée, elle est égale à la hauteur libre sous plafond + l'épaisseur du plancher fini.

II/ ETUDE DE L'ESCALIER :

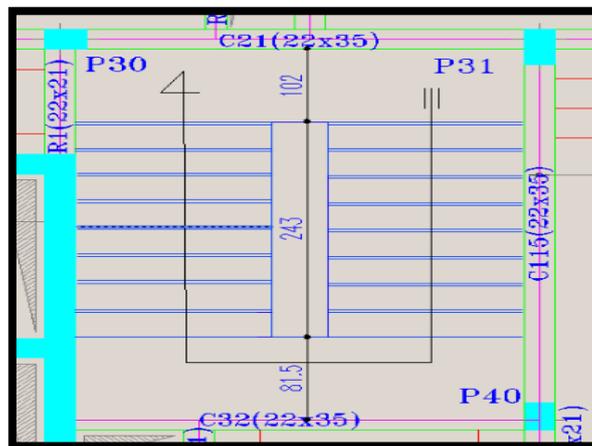


Figure 36: Plan de situation de l'escalier

II.1/ Pré-dimensionnement :

D'après le plan d'architecture on a :

- $g = 27\text{cm}$
- Nombre de marche $N=8$
- $L = 102+243+81.5 = 426.5\text{ cm}$
- $H = 155\text{ cm}$

✓ Le nombre de contremarches étant égal :
Pour la 1^{ère} volée : 11 contremarches et pour la 2^{ème} volée : 9 contremarches

✓ La hauteur de la contremarche est définie par $h = \frac{H}{n}$; avec $H = 1,55\text{ m}$
 $h = \frac{155}{9} = 17,22\text{ cm}$

✓ La largeur d'une marche : $60 \leq g + 2h \leq 64$
 $60 \leq 27 + 2 \times 17,22 \leq 64$ (Vérifiée)

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

$$14,22 \leq e \leq 17,06$$

On pose $e = 17\text{cm}$

soit: $g = 27\text{ cm}$

✓ L'inclinaison de la volée : $\alpha = \text{arctg}\left(\frac{h}{g}\right)$
 $\alpha = \text{arctg}\left(\frac{17,22}{27}\right) = 32,53^\circ$

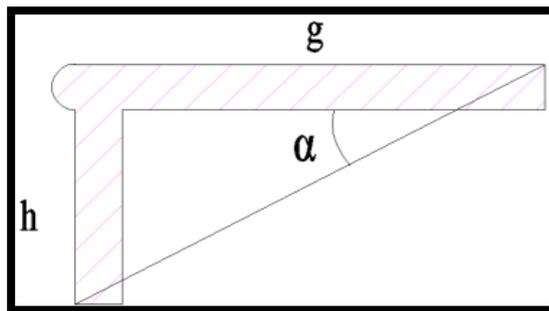


Figure 37: coupe d'une marche

II.2/ Evaluation des charges

A) charges permanentes

☆ Charges sur la paillasse :

-Revêtement en marbre des marches ($e_m=2\text{cm}$, $\rho =28 \text{ KN/m}^3$) :-----0,56 KN/m

-Mortier de pose des marches ($e=1,5\text{cm}$, $\rho =20 \text{ KN/m}^3$) :----- 0.3 KN/m

-Béton banché pour marches $\rho =22 \text{ KN/m}^3$: ----- $\rho \frac{h}{2} =1,73 \text{ KN/m}$

-Revêtement en marbre des centres-marches ($e_m=2 \text{ cm}$) :----- $\frac{e_m(h-e_m)}{g} \rho = 0,32 \text{ KN/m}$

-Mortier de pose des centres-marches ($e_{mp}=1,5\text{cm}$; $\rho =20 \text{ KN/m}^3$) $\frac{e_{mp}(h-e_m)}{g} \rho = 0,17$

KN/m

-Dalle de béton armé ($e=17\text{cm}$, $\rho =25 \text{ KN/m}^3$) :----- $\rho \frac{e}{\cos \alpha} = 5,04 \text{ KN/m}$

-Enduit($e=1,5\text{cm}$, $\rho =22 \text{ KN/m}^3$) :----- $\rho \frac{e}{\cos \alpha} = 0,39 \text{ KN/m}$

-Garde-corps : ----- 0,6 KN/m

Poids propre de la paillasse = 9,11 KN/m

☆ Charge sur palier :

-Revêtement : marbre ($e=2\text{cm}$, $\rho =28 \text{ KN/m}^3$) :----- 0,56 KN/m

-Mortier de pose des marbres ($e=1.5\text{cm}$, $\rho =20 \text{ KN/m}^3$) : -----0,30 KN/m

-Chape de béton ($e=17\text{cm}$, $\rho =25 \text{ KN/m}^3$) :----- 4,25 KN/m

-Enduit ($e=1.5\text{cm}$, $\rho =22 \text{ KN/m}^3$) :----- 0,33 KN/m

Poids propre du palier = 5,44 KN/m

Charges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

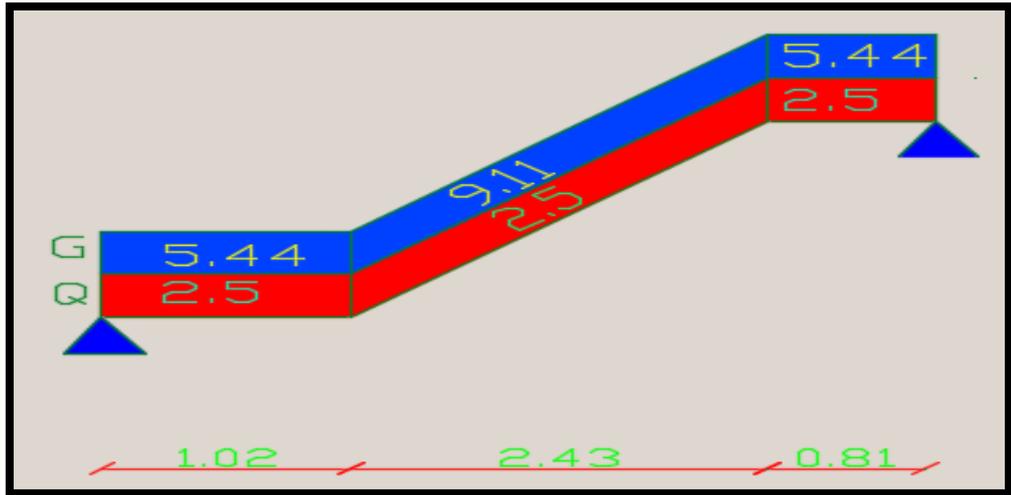


Figure 38: Charge sur escalier

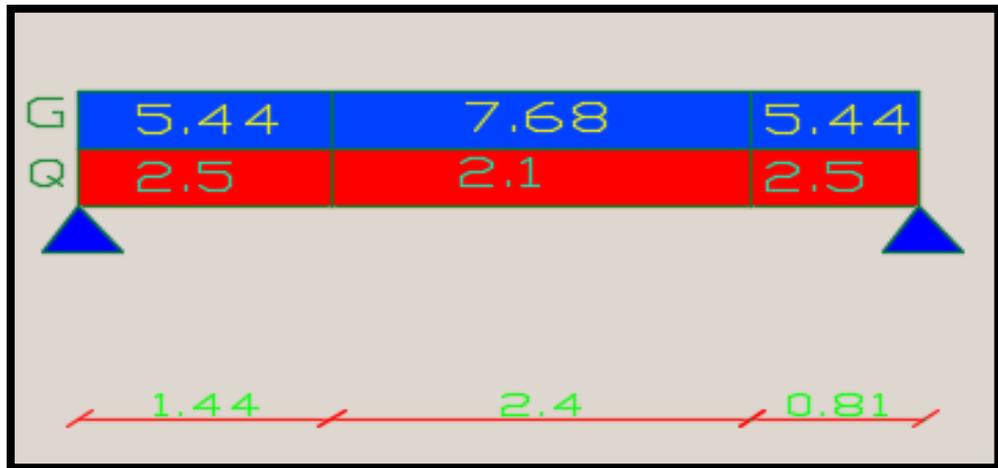


Figure 39: Charge sur escalier

II.3/Calcul des moments et des efforts tranchant :

Lors du calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants dans l'escalier, on a utilisé le logiciel RDM6 qui est un logiciel simple à maîtriser qui consiste à déterminer les diagrammes des moments et les diagrammes des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS en lui donne les charges appliquées sur l'escalier et la longueur du palier et celle de paillasse.

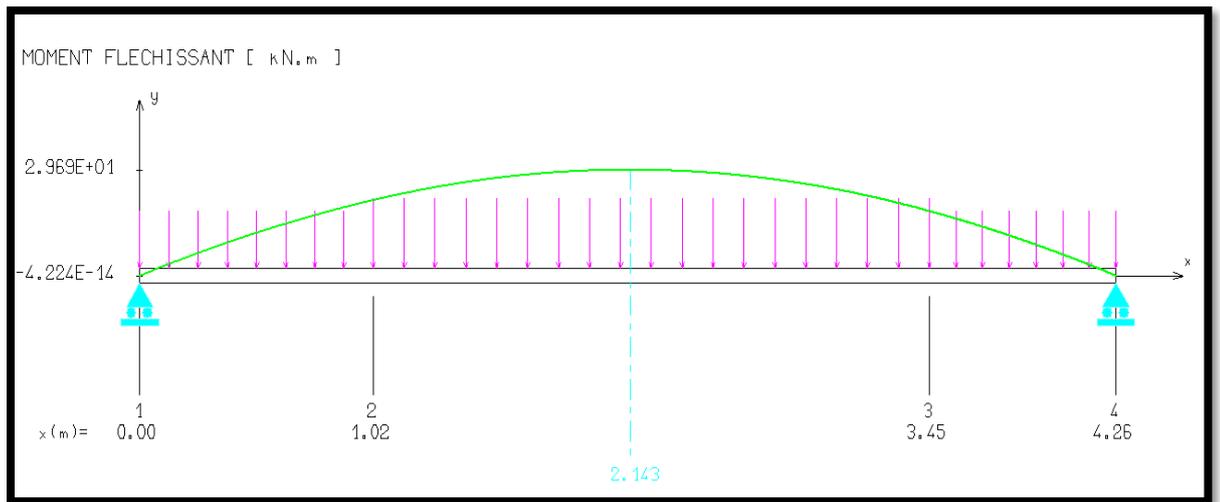


Figure 40: Diagramme des moments à l'ELU

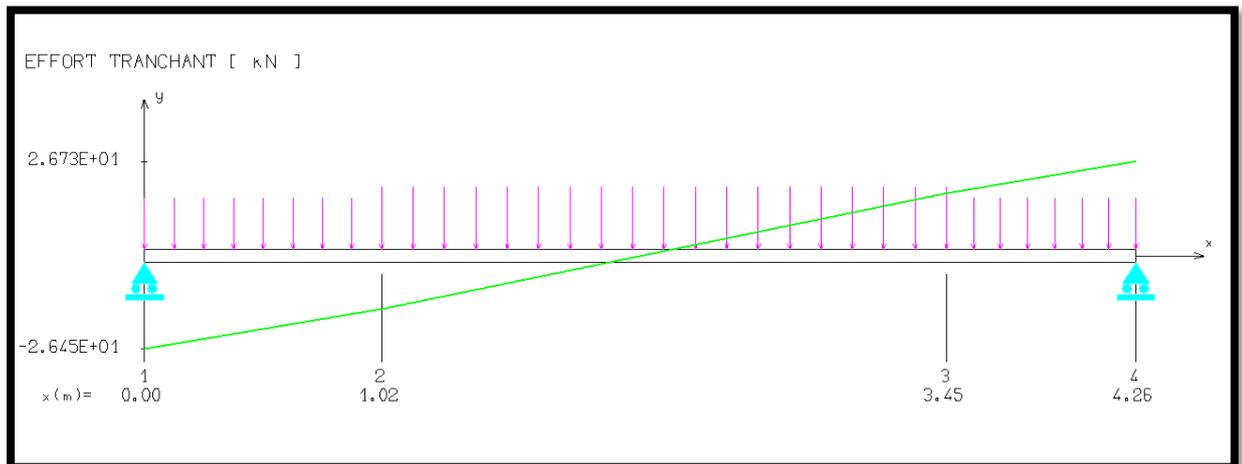


Figure 41: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU

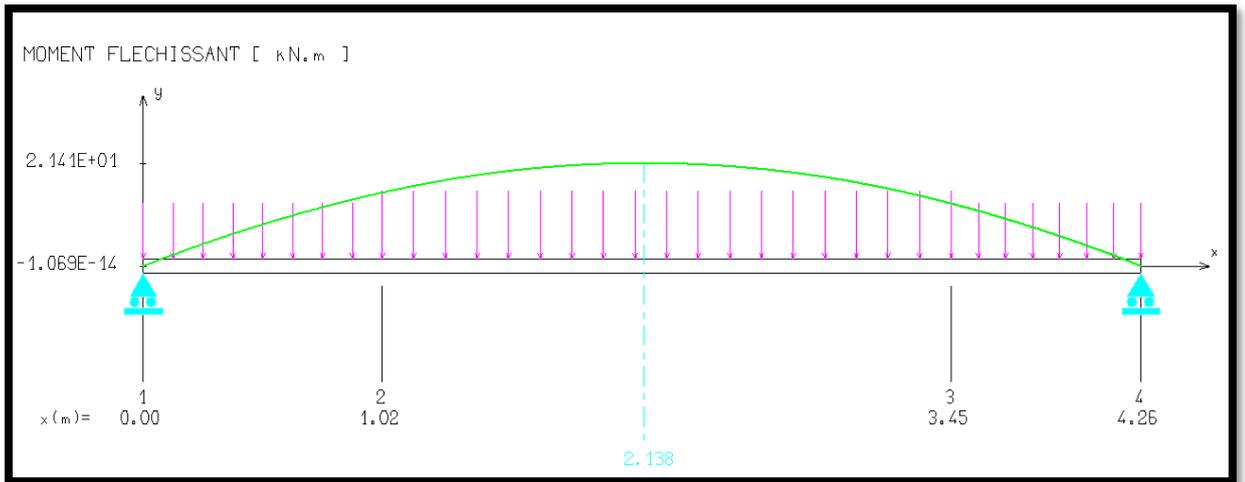


Figure 42: Diagramme des moments à l'ELS

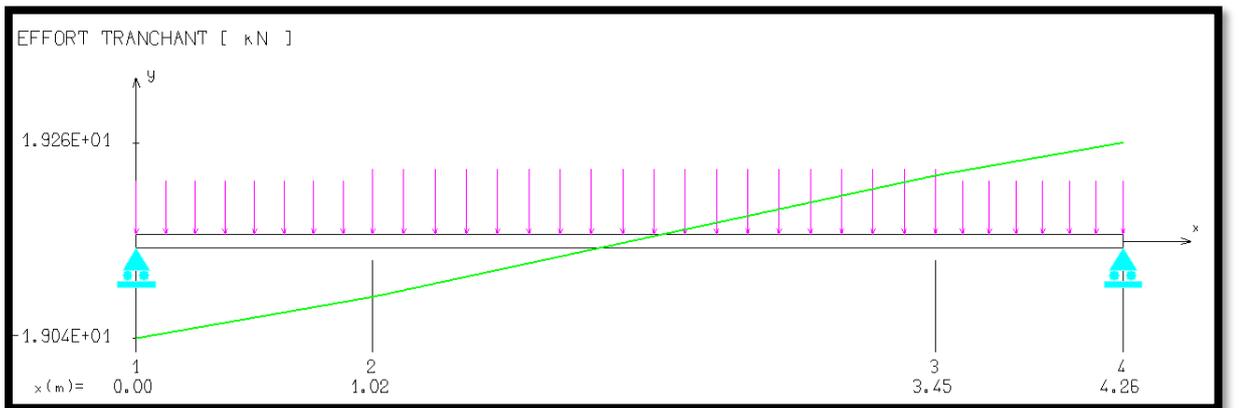


Figure 43: Diagramme des moments à l'ELS

II.4/ Calcul des armatures longitudinales

☆ Dimensionnement à L'ELU :

$$M_u = 29,7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{29,7 \times 10^{-3}}{1 \times 0,155^2 \times 12,47} = 0,1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2\mu_{bu})}) = 0,13$$

$$Z_b = d - 0,4\alpha = 0,103\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{29,7 \times 10^{-3}}{0,103 \times 347,82} = 8,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_{st} = \mathbf{6HA14/ml} = \mathbf{9,24 \text{ cm}^2/ml}$$

☆ Vérification à L'ELS :

$$M_{ser} = 21,4 \text{ KN.m}$$

y_1 : est la solution de l'équation :

$$\frac{b}{2}y_1^2 + [15A_{sc} + 15A_{st}]y_1 - [15A_{sc}d' + 15A_{st}d] = 0$$

$$\Delta = 0,0044$$

$$y_1 = 5,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A_{st}(d - y_1)^2 + 15A_{sc}(y_1 - d')^2 = 1,94.10^{-4}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y_1 = 5,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 13,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} \quad (\text{Vérifiée})$$

☆ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,71 \text{ cm}^2$$

☞ $A_{st} \geq A_{\min} \Leftrightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

Tableau 23: Tableau de calcul des armatures longitudinales

	travée	
Dimensionnement à L'ELU	Mu(KN.m)	29,7
	μ_{bu}	0,1
	α	0,13
	Z_b (m)	0,103
	A_{st} théorique (cm²)	8,3
	A_{min}(cm²)	1,71
	A_{sup} Théorique (cm²)	0
	A_{inf} Théorique (cm²)	8,3
	A_{sup} réelle choisie (cm²)	0
	A_{inf} réelle choisie (cm²)	6HA14 (9,24)
Vérification à L'ELS	M_{ser}(KN.m)	21,4
	y_l (cm)	5,31
	I(10⁻⁴m⁴)	1,94
	σ_{bc}(MPa)	5,85
	$\overline{\sigma}_{bc}$(MPa)	13,2
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	ok

La fissuration est peu préjudiciable \Leftrightarrow Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

II.5/Armatures de répartition

La section des armatures de répartition est prise égale au quart de la section des armatures principales. $A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31$.Soit **5HA8/ ml**.

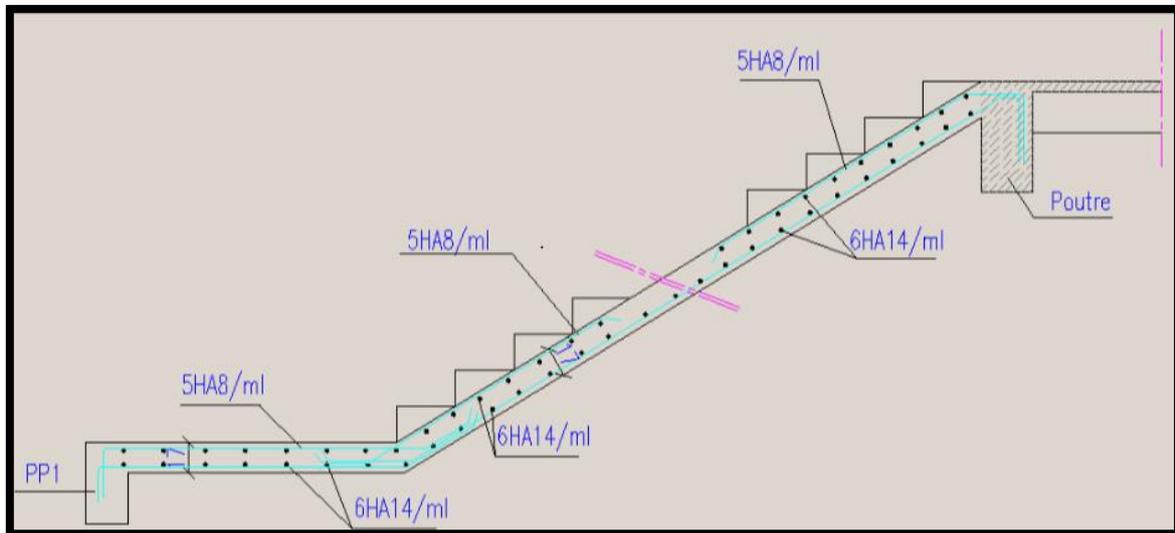


Figure 44:Ferrailage de l'escalier

Conclusion

Durant cette partie on a également dimensionné manuellement ces éléments de la structure et les comparé avec les résultats obtenus par le logiciel Arche tel qu'une nervure continue, une poutre continue à deux travées, une dalle pleine, une file de poteaux et une semelle isolée adoptée après avoir analysé la campagne géotechnique qui donne comme résultat de la capacité portante du sol une valeur limite de 3bars.