

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème:

**ETUDE D'UN bâtiment (R+10+SS) à
OSSATURE MIXTE contreventé PAR
VOILES**

Dirigé par :

D^r: BEN TEYEB



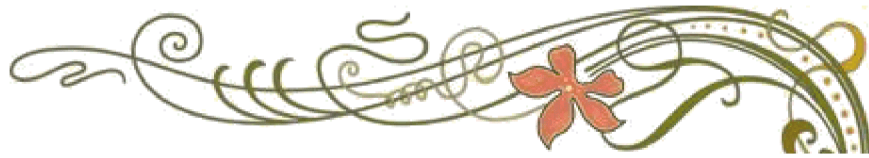
Étudié par :

MAHI YACINE

BELKHIR TASSADIT

HALAI MALIKA

PROMOTION 2013/2014



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos PARENTS pour leurs contributions pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promoteur Dr BEN TEYEB pour l'aide précieuse et les conseils judicieux qu'il nous a apporté.

Aux personnels du bureau d'étude

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil.

A ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ce Projet.

Sans oublier tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.





DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents auxquels je dois tout.

A mes frères, et sœur.

A toute ma famille et mes proches

*A tous mes amis, ainsi qu'à tous ce qui me sont
chers.*

Yacine mahi

SOMMAIRE

•	INTRODUCTION GENERALE	
•	CHAPITRE I	
-	I-1/ INTRODUCTION.....	01
-	I-1-1/ PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	01
-	I-1-2/CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE.....	01
-	I-1-3/LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE.....	01
-	I-1-4/ETUDE GEOTECHNIQUE.....	02
-	I-2/CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	03
-	I-3/LES ETATS LIMITES.....	05
-	I-3-1/ LES BETON.....	05
-	I-3-2/LES ACIERS.....	07
-	I-4/PROTECTION DES ARMATURES.....	09
•	CHAPITRE II	
-	II-1/PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	10
-	II-1-1/ LES PLANCHERS.....	10
-	II-1-2/LES POUTRES.....	11
-	II-1-3/LES VOILES.....	13
-	II-1-4/LES POTEAUX.....	13
-	II-2/DESCENTE DE CHARGE.....	15
-	II-3/VERIFICATION DES SECTIONS DES POTEAUX AUX RECOMMANDATIONS DU RPA.....	20
•	CHAPITRE III	
-	III-1/INTRODUCTION.....	23
-	III-2/ACROTERE.....	23
-	III-3/CALCUL DU PLANCHER.....	28
-	III-4/CALCUL DE LA SALLE MACHINE	54
-	III-5/CALCUL DES ESCALIERS.....	66
•	CHAPITRE IV	
-	INTRODUCTION.....	80
-	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	80
-	MODELISATION.....	80
-	VERIFICATION AUX RECOMMANDATIONS DU RPA	97
•	CHAPITRE V	
-	FERRAILLAGE DES POUTRES.....	109
-	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	119
-	FERRAILLAGE DES VOILES.....	143
•	CHAPITRE VI	
-	ETUDE DU RADIER GENERALE.....	158
-	ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	179
•	CHAPITRE VII	
-	ETUDE DU CONTREVENTEMENT.....	180
•	CONCLUSION	
•	BIBLIOGRAPHIE	

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Ce pendant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

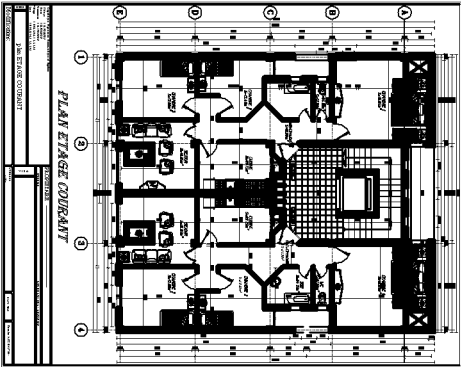
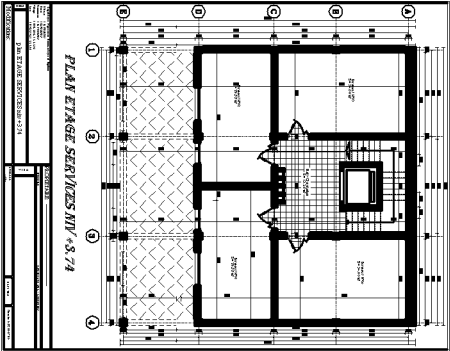
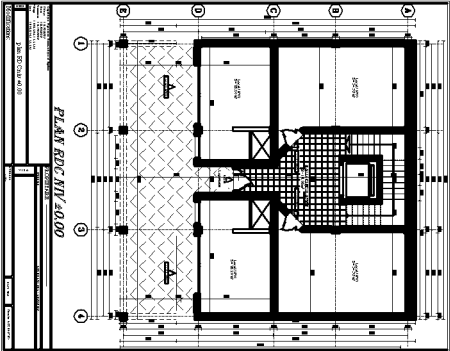
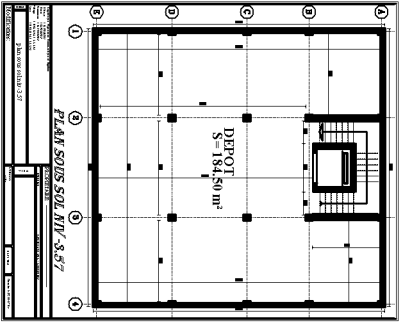
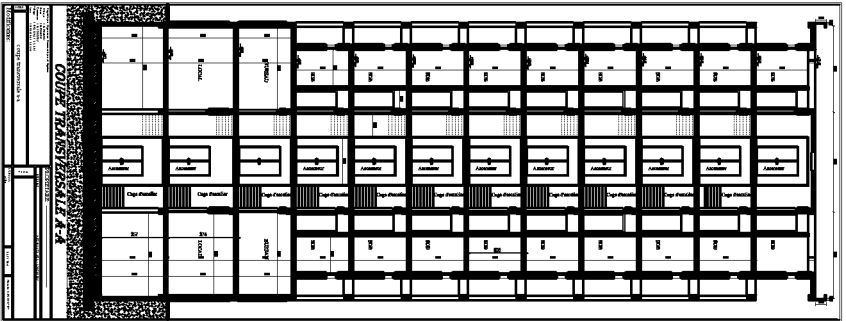
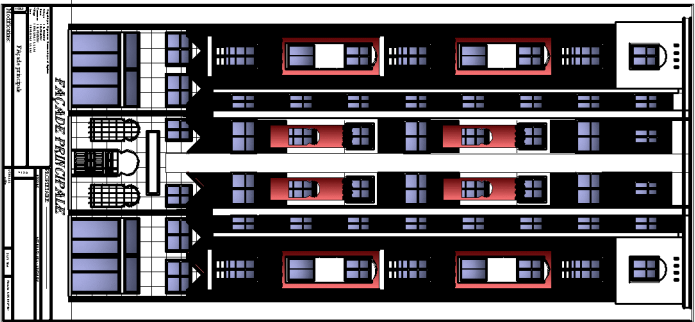
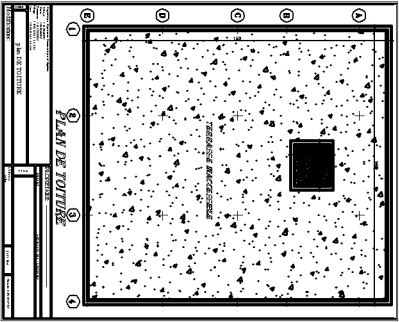
Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique : Grâce a leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment (R+10+S-SOL) a usage multiple contreventé par des voiles.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA2003 ».



ARCHITECTURE

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-1) Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

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

I-1-1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet en cours d'étude, s'agit d'un bâtiment constitué d'un sous-sol, un rez-de-chaussée à usage commerciale et dix étages à usage de service et habitation. A ossature mixte.

Il est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

a) Le bâtiment comporte :

- ✓ Une cage d'escaliers ;
- ✓ Une cage d'ascenseur ;
- ✓ Un sous sol ;
- ✓ Un rez-de-chaussée ;
- ✓ Dix étages courants ;
- ✓ Une terrasse inaccessible.

I-1-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale de bâtiment : $L = 16,70\text{m}$
- Largeur totale du bâtiment : $B = 14,80\text{m}$;
- Hauteur de sous-sol $H_{ss} = 3,57\text{m}$;
- Hauteur de rez-de-chaussée $H_r = 3,74\text{ m}$;
- Hauteur de l'étage service $H_c = 3,06\text{ m}$;
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 2,86\text{ m}$;
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 42,6874\text{ m}$.

I-1-3) Les éléments de l'ouvrage :

A. Ossature :

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

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

B. Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitants les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

- Les planchers des étages courants sont en corps creux à l'exception de la salle machine et les balcons qui seront réalisés en dalle pleine ;
- Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C. L'escalier :

Sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte des escaliers réalisés en béton armé à deux volées et un palier de repos.

D. Cage d'ascenseur :

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

E. Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

F. La maçonnerie :

a) **Murs extérieurs** : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

b) **Murs intérieurs** : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

G. Les revêtements :

- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multi-couches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- Enduit extérieur : c'est un mortier de ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieur ;
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtés par un mortier de ciment ;
- Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de hall d'entrée et les locaux commerciaux
- Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces ;
- Carreaux céramiques pour les façades principales.

I-1-4) Etude géotechniques :

L'étude géotechnique a pour objectif de :

- Connaître la nature du sol ;
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol ;
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

I-1-4-1) Reconnaissance sur site :

Le programme des travaux de reconnaissance sur site établi par le laboratoire consiste en la réalisation de deux sondages carottés et une campagne pénétrométrique.

a) Sondages carottés :

Deux sondages carottés ont été réalisés afin de reconnaître la nature géologique des formations qui constituent le sous-sol de terrain d'assise et de prélever des échantillons intacts pour les essais de laboratoire.

b) Essais pénétrométriques :

Six essais de pénétromètre dynamique ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique dans le but de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du sol et de localiser une profondeur potentielle des fondations.

I-2) caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent reprendre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I-2-1) Le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

A) Résistance caractéristique du béton :**A-1) Résistance à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par :

(Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifié 99)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad [\text{I-01}]$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \quad [\text{I-02}]$$

Dans notre calcul on la prend égale à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

A-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa,} \quad [\text{I-03}] \quad (\text{Art 2.1, 12 BAEL 91 modifié 99})$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

A-3) Module de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young Instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte *artificiellement* les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

$$E_{ij} \approx 3 E_{vj}$$

A-4) Module de déformation instantanée : [BAEL 91 modifié 99 / Art.2.1 21]

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{I-04}]$$

Pour $j = 28 \text{ j} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$.

A-5) Module de déformation différée : [BAEL 91 modifié 99 / Art.2.1 22]

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{I-05}]$$

- pour $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$

A-6) Module de déformation transversal : [BAEL 91 modifié 99 / Art.2.1, 3]

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{I-06}]$$

Avec :

- * ν : Coefficient de poisson
- * E : module de Young (module d'élasticité)

➤ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par [Art.2.1, 3 / BAEL 91 modifié 99]

- 0** pour des sollicitations à ELU
- 0,2** pour le calcul des déformations à ELS

I-3) Les états limites:

On distingue deux types d'états limites à savoir :

- ELS : état limite de service ;
- ELU : état limite ultime.

I-3-1) Le béton :**a) Calcul du béton à l'ELS :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Donc on va adopter la loi de Hook de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS.

Pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligé [Art A.4.5, 1/BAEL 91 modifiée 99]. On général on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_a = 200000 \text{ Mpa}$; $E_b \approx 13333 \text{ Mpa}$)

b) La contrainte dans le béton à l'ELS :

D'après [Art 4.5, 2/ BAEL91 modifiées 99] cette contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad [I-07]$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS.

À $j=28$ jours, dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

La figure ci-après nous donne le comportement du béton à l'ELS;

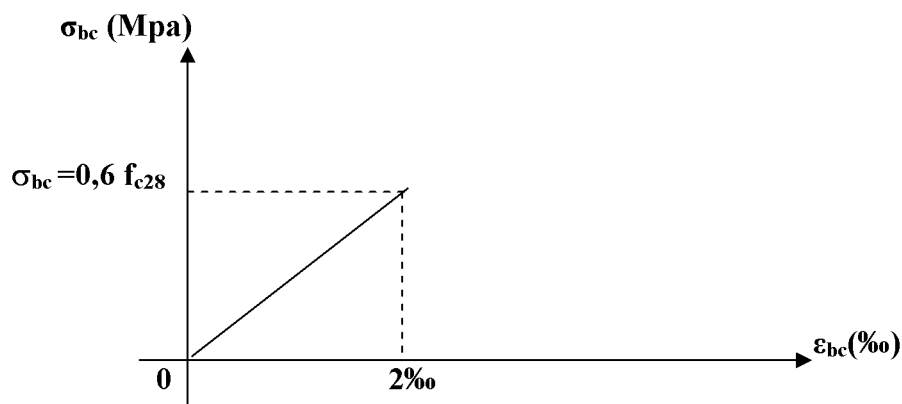


Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

c) Calcul du béton à l'ELU :

Cet état limite correspond à la perte d'équilibre statique, l'instabilité de forme et à la perte de résistance (rupture), ce qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Le comportement du béton à l'ELU est donné par la courbe parabole-rectangle représentée sur le diagramme ci-après :

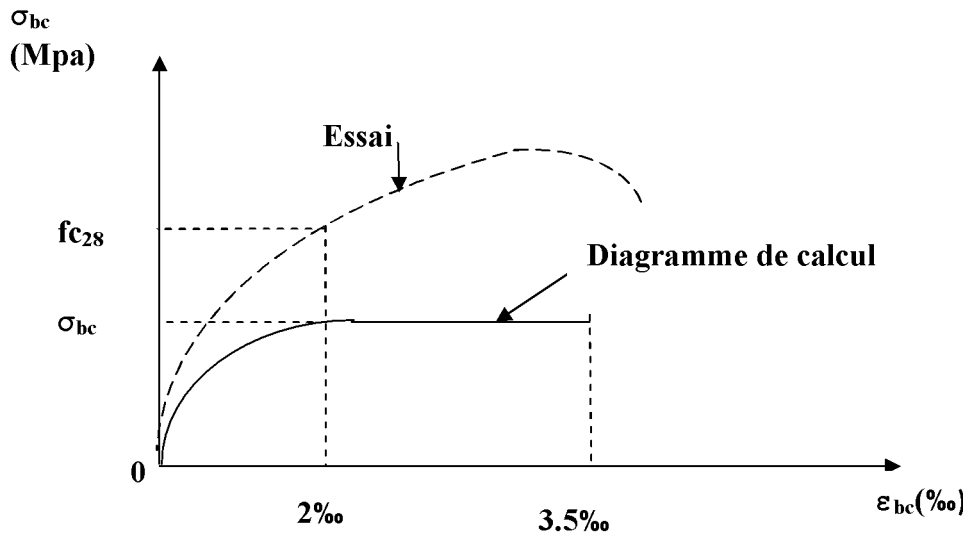


Fig. I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{I-08}] \quad [\text{Art A.4.3,41/BAEL 91}]$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation courante ;} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle ;} \end{cases}$$

Dans notre cas $\gamma_b = 1,5$

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

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

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

Dans notre cas, l'application de la combinaison est durable, donc on va prendre $\theta = 1$.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

I-3-2) Les aciers:

Ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction où le béton résiste mal ; on distingue quatre types :

❶ Les aciers doux, ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont des ronds lisses, qui sont rarement utilisés en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).

❷ Les aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.

❸ Les aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.

❹ Les aciers à haute adhérence fortement écrouis, utilisés pour fabriquer le treillis soudés. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young $E_s=210000\text{MPa}$. La déformation à la limite élastique est voisine de 2‰, en fonction de la valeur de la limite élastique.

a) Calcul des aciers à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire $E_s = 200\,000\text{MPa}$.

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour ce faire on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

❶ **Fissuration peu nuisible :** Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, [Art.4.5, 32/BAEL91 modifiées 99]

$$\sigma_s = \bar{f}_e / \gamma_s \quad [\text{I-09}]$$

Avec : $\bar{\sigma}_s$: contrainte limite d'élasticité de l'acier ;
 γ_s : coefficient de sécurité.

❷ Fissuration préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux intempéries, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,33/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{ij})^{1/2}] \right\} \quad [\text{I-10}]$$

Avec η coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les hautes adhérences} \end{array} \right.$$

La contrainte pour les différents aciers est :

Les aciers (HA) : $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 400 ; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201,6\text{MPa}$

Les aciers doux (RL): $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 235 ; \text{Max} [0,5 \times 235; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2}] \} = 156,67\text{MPa}$

③ Fissuration très préjudiciable :

Les éléments sont exposés aux milieux agressifs, dans ce cas, la contrainte doit être limitée comme suit : [A.4.5,34/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} [0,5 f_e ; 110(\eta f_{ij})^{1/2}] \right\} \quad [I-11]$$

Les aciers (HA) $\bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \text{Max} \left[0,5 \times 400; 110(1,6 \times 2,1)^{1/2} \right] \right\} = 161,3 \text{ MPa}$

Les aciers doux $\bar{\sigma} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} 235; \text{Max} \left[0,5 \times 235; 110(1,0 \times 2,1)^{1/2} \right] \right\} = 125,3 \text{ MPa}$

b) Calcul d'aciers à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3.

[A.4.3, 2 /BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [I-12]$$

Avec: γ_s est un coefficient de sécurité partiel qui vaut:

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \dots \text{situation courante} \end{array} \right.$$

Le diagramme ci-après présente le comportement de l'acier à l'ELU

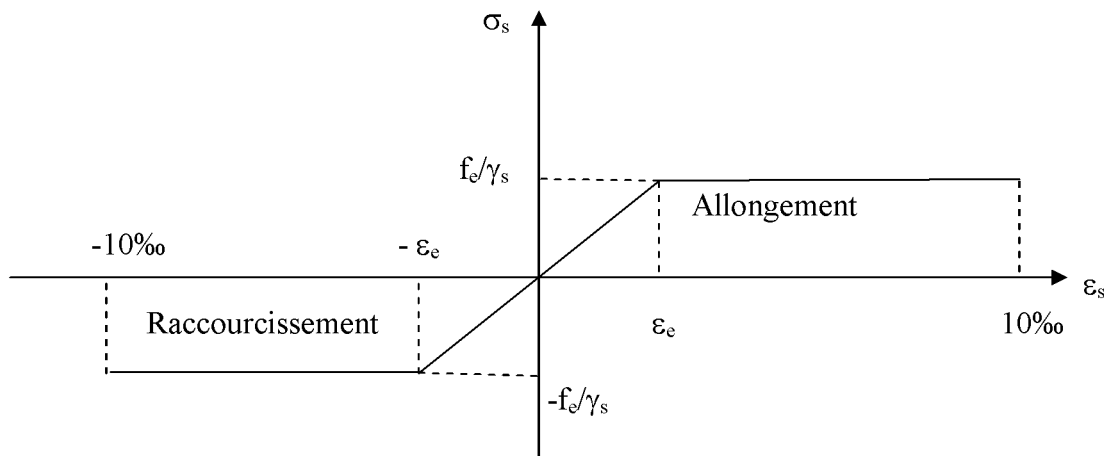


Fig. I-3: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

I-4) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91 modifiées 99] :

☞ **C = 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

☞ **C = 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

☞ **C = 1cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **C = 3 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre **C = 2 cm**.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II-1) Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction.

Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par RPA 99 version 2003.

II-1-1) Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

❖ Plancher à corps creux :

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante : [BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad [\text{II-01}]$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré.

Le plancher : $L = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$

- L donc $h_t \geq \frac{365}{22,5} = 16,22 \text{ cm}$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$

✓ On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

-l'épaisseur de corps creux : 16 cm

-l'épaisseur de la dalle de compression: 4cm

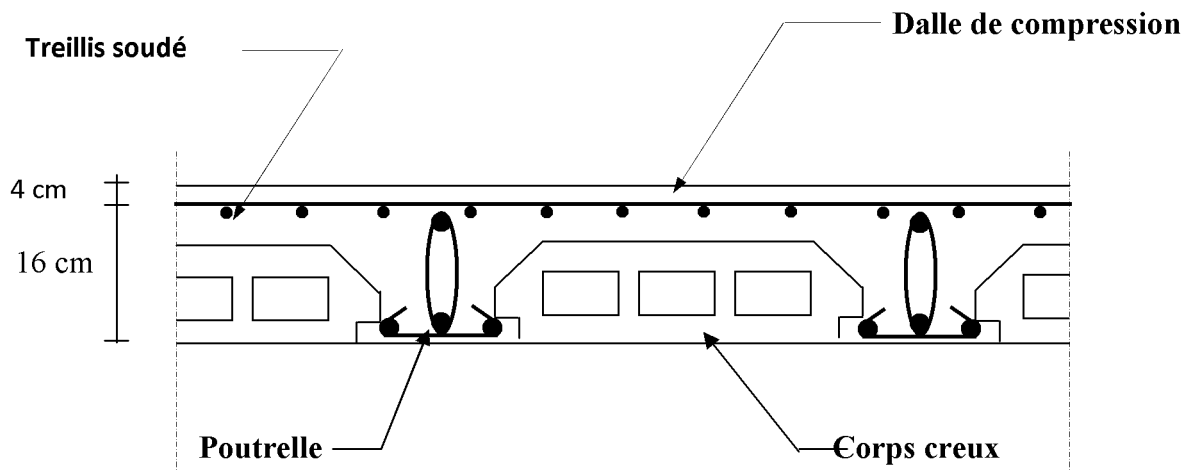


Fig.II-1 : Schématisation du plancher en corps creux

II -1-2) poutres :

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b \geq 20$ cm
2. Hauteur : $h \geq 30$ cm
3. Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
4. $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

Avec : h : hauteur de la poutre ;
 b : largeur de la poutre ;
 b_1 : largeur de poteau.

A- Les Poutres principales : (les poutres porteuses).

- **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;
 L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas $L = 530 - 30 = 500$ cm

Donc :

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \quad \Rightarrow \quad 33.33 \leq h_t \leq 50 \quad (\text{cm}).$$

Soit $h_t = 45$ cm

- **Largeur de la poutre:** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

Donc : $0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$ (cm)

On prend $b = 35$ cm

La section des poutres principales est : $b \times h_t = 35 \times 45$ (cm²)

B - Les poutres secondaires :

Ce sont des non porteurs parallèles aux poutrelles.

• **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 400 - 35 = 365$ cm

$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \implies 24.33 \leq h_t \leq 36.5$ (cm)

On prend $h_t = 35$ cm

• **Largeur de la poutre :** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 24.5$ (cm)

Soit **b = 25 cm**

Donc la section de la poutre secondaire est : $(b \times h_t) = 30 \times 35$ (cm²)

➤ Vérification des conditions :

Pour les poutres principales :

- $b = 35$ cm ≥ 20 cm.....vérifiée ;
- $h_t = 45$ cm ≥ 30 cm.....vérifiée ;
- $h_t / b = 1,28 \leq 4$vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 30$ cm ≥ 20 cm.....vérifiée ;
- $h_t = 35$ cm ≥ 30 cm.....vérifiée ;
- $h_t / b = 1,4 \leq 4$vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 35×45 (cm²).

Poutres secondaires : 30×35 (cm²).

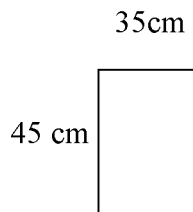


Fig.II-2 : Poutre principale

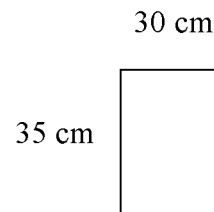


Fig.II-3 : poutre secondaire

II-1-3) Les 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 charges horizontales.

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

- **L'épaisseur (a) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$$H_e = 374 - 20 = 354 \text{ cm.}$$

$$a = \max (H_e / 25; H_e / 22; H_e / 20) = H_e / 20.$$

$$a = 354 / 20 = 17.70 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile **a = 20 cm**

- **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{\min} \geq 4a$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 0.97 \text{ m} \geq 4 \times 0.2 = 0.8$ vérifiée

2- L'ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

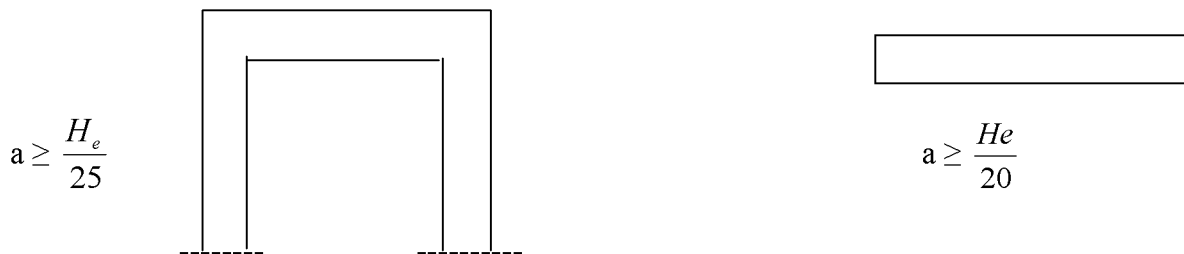


Fig.II-4 : Epaisseurs des voiles

II-1-4) Les poteaux :

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

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec : } S : \text{section transversale du poteau ;}$$

N_s : effort normal de la compression à la base du poteau ; (G+Q)

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite à la compression du béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (B7)

Calcul de la surface revenant au poteau (B7) :

$$S_1 = 2.65 \times 2.00 = 5.30 \text{ m}^2$$

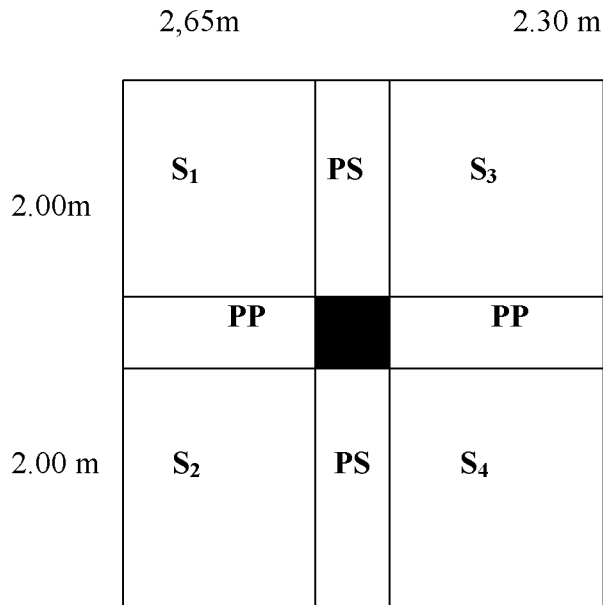
$$S_2 = 2.30 \times 2.00 = 4.6 \text{ m}^2$$

$$S_3 = S_1$$

$$S_4 = S_2$$

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

$$S = 19.80 \text{ m}^2$$



CALCUL DU POIDS PROPRE DES ELEMENTS :

a) Calcul du poids propre des poutres :

❖ **Poutres principales**

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m³

$$G_{PP} = [0,35 \times 0,45 \times (4,00 - 0,35)] \times 25 = 14.37 \text{ KN}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$$

$$G_{PS} = [0,30 \times 0,35 \times (5,30 - 0,30)] \times 25 = 13.125 \text{ KN}$$

- **Le poids total** $G_{\text{tot}} = G_{pp} + G_{ps}$
 $G_{\text{tot}} = 14.37 + 13.125$
 $G_{\text{tot}} = 27.495 \text{ KN}$

b) calcul du poids des poteaux :

$$G_{pss} = 0.3 \times 0.3 \times 3.37 \times 25 = 7.58 \text{ KN}$$

$$G_{prdc} = 0.3 \times 0.3 \times 3.54 \times 25 = 7.96 \text{ KN}$$

$$G_{pec} = 0.3 \times 0.3 \times 2.86 \times 25 = 6.435 \text{ KN}$$

$$G_{p \text{ dernier étage}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.80 \times 25 = 6.30 \text{ KN}$$

C) Calcul du poids propre des planchers :

$$\begin{aligned} \text{Plancher terrasse inaccessible} &= G_T = G_t \times S_t \\ &= 6 \times 19.80 \end{aligned}$$

$$G_T = 118.8 \text{ KN}$$

Plancher étage courant = Gt X St
 = 5.55 x 19.80
 $G_T = 109.89 \text{ KN}$

II-2) Descente de charges :

II-2-1) Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse : Tableau II-1 :

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	5	1,00
2. Etanchéité multicouches	2	0,19
3. Béton en forme de pente	7	1,55
4. Feuille de polyane		0,01
5. Isolant thermique	5	0,20
6. Plancher à corps creux	20	2,85
7. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 6,00

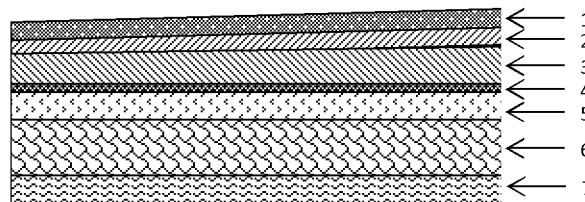


Fig. II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Plancher d'étage courant et commercial:

Tableau II-2

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0,40
2. mortier de pose	3	0,54
3. couche de sable	3	0,66
4. dalle en corps creux	20	2,85
5. enduit de plâtre	2	0,20
6. cloison	10	0,90
		G = 5,55

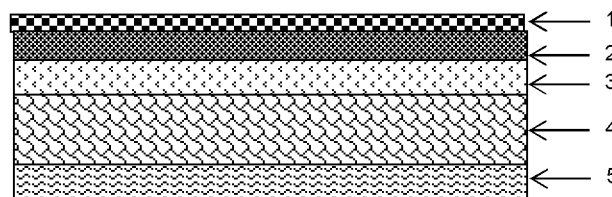
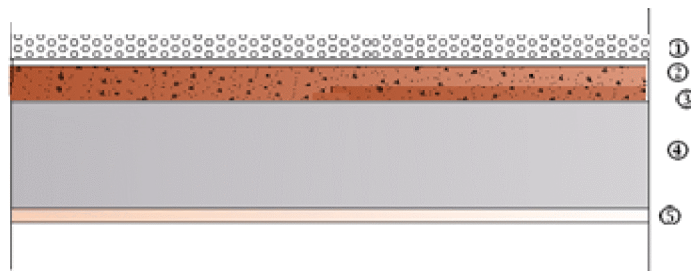


Fig. II-6 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant

Dalle pleine :**Tableau II-3**

Elément	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
2. mortier de pose	0.03	20	0,60
3. couche de sable	0.02	18	0,36
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3,75
5. Enduit de ciment	0.02	20	0,40
			G = 5,51

**Figure II-7 Coupe verticale de la dalle pleine****a) Murs extérieurs :****Tableau II-4**

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. enduit du ciment	2	0,36
2. brique creuse	15	1,30
3. lame d'air	5	/
4. brique creuse	10	0,90
5. enduit de plâtre	2	0,20
		G = 2,76

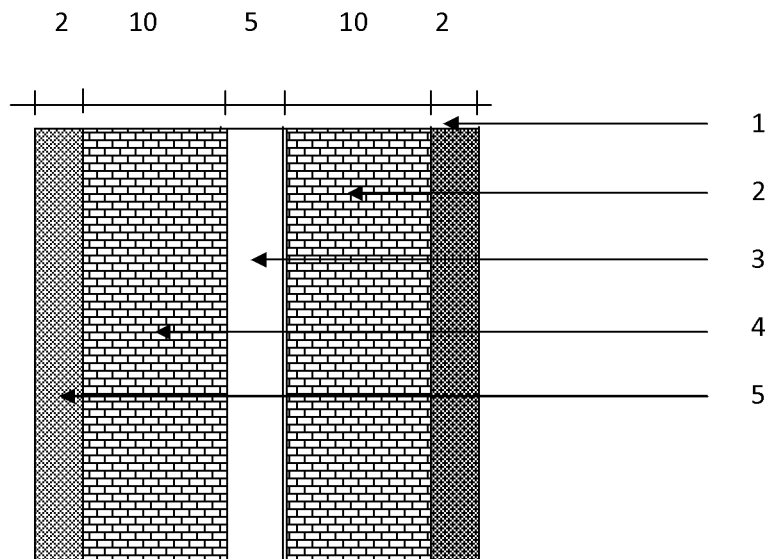


fig.II-8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

b) Murs intérieurs :

Tableau II-5

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit de plâtre	2	0,20
2. Brique creuse	10	0,90
3. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 1,30

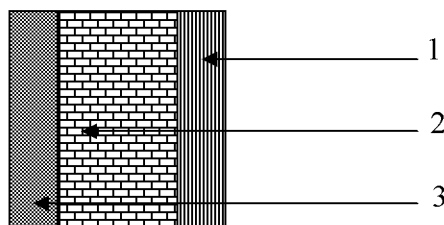


Fig.II-9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

b) Surcharge d'exploitation :

Tableau II-6

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Plancher terrasse inaccessible	1.0
- Plancher d'étage courant	1,5
- Plancher à usage commercial	4,0
- Escalier	2.5
- Balcon	3,5
- Plancher à usage de service	2.5

- Plancher terrasse inaccessible : $1,00 \times 19,80 = 19,80$ KN
- Planche à usage d'habitation : $1,5 \times 19,80 = 29,70$ KN
- Plancher à usage commercial : $4,0 \times 19,80 = 79,2$ KN
- Plancher a usage de service : $2,5 \times 19,80 = 49,50$ KN

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

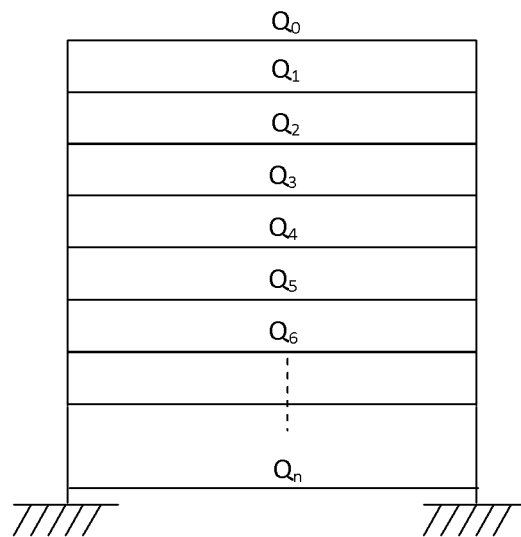


Fig II-10

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

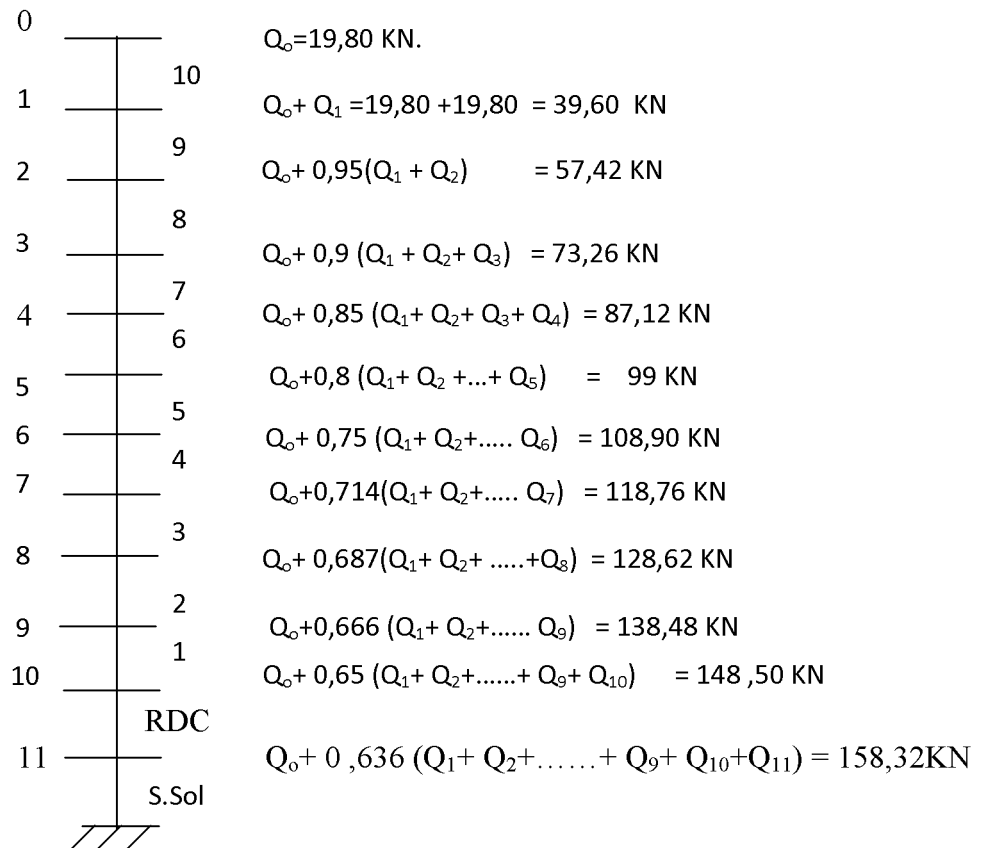
$$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Pour $n \geq 5$

Coefficients de dégression des surcharges .

Tableau II-7

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,087	0,666	0,65



– Fig.11-Calcul des surcharges d’exploitations selon la loi de dégression

Récapitulatif de la descente de charge sur le poteau B7 :

NI V	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteau x	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	<u>N=G+Q [KN]</u>	Section trouvée	Section adoptée
10	118.80	27.495	0	146.295	146.295	19.80	19.80	166.095	110.73	40x40
9	109.89	27.495	6.30	137.387	283.682	29.70	39.60	323.282	215.52	40x40
8	109.89	27.495	6.43	137.387	421.069	29.70	57.42	478.489	318.99	40x40
7	109.89	27.495	6.43	137.387	558.456	29.70	73.26	631.716	421.144	45x45
6	109.89	27.495	6.43	137.387	695.843	29.70	87.12	782.963	521.975	45x45
5	109.89	27.495	6.43	137.387	833.23	29.70	99.00	932.23	621.486	45x45
4	109.89	27.495	6.43	137.387	970.617	29.70	108.90	1079.517	719.678	50x50
3	109.89	27.495	6.43	137.387	1108.004	29.70	118.76	1226.764	817.842	50x50
2	109.89	27.495	6.43	137.387	1247.391	29.70	128.62	1376.011	917.340	50x50
1	109.89	27.495	6.43	137.387	1382.778	49.50	138.48	1521.258	1014.17	55x55
RD C	109.89	27.495	7.96	137.387	1520.165	79.20	148.50	1668.665	1112.44	55x55
So us- sol	109.89	27.495	7.58	137.387	1657.552	79.20	158.32	1815.872	1210.58	55x55

Tableau II-8 : Dimensionnement des poteaux

II-3) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA [Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

Pour le sous-sol, le RDC, 1^{er} : (55x55) cm²

Pour le, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage : (50x50) cm²

Pour le 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage : (45x 45) cm²

Pour le 8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme} étage : (40x40) cm²

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=300/20 = 15	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=306 /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =50	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=306/20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
55x55	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =55	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=374/20=18.70	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

II-4) vérification au flambement : [Art B.8.3 ,31/BAEL 91 modifiée 99]

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ses derniers sont élancés.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Et} \quad B = bh$$

B : section du poteau (b x h) ;

λ : Élancement ;

l_f : Longueur de flambement égale à $(0,7 L_0)$;(poteau encastré- encastré) ;

l_0 : Longueur libre du poteau ;

i : Rayon de giration ;

I : Moment d'inertie.

$$\text{Donc } i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \times 0,7 \times \frac{l_0}{h} \leq 50$$

Pour le sous-sol : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,37 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 14.828 < 50 \dots$ vérifiée

Pour le RDC : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, $l_0 = 3,54 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 15.576 < 50 \dots$ vérifiée

Pour le 1^{er} : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,86 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 12.609 < 50 \dots$ vérifiée

Pour le 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,86 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 13.842 < 50 \dots$ Vérifiée

Pour le 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,86 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 15.380 < 50 \dots$ Vérifiée

Pour le 8^{eme}, 9^{eme} étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,86 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 17.303 < 50 \dots$ Vérifiée

Pour le 10^{eme} étage : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, $l_0 = 2,80 \text{ m}$ $\Rightarrow \lambda = 16.940 < 50 \dots$ Vérifiée

Tous les poteaux sont vérifiés à la condition de non flambement.

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont Convenables.

CHAPITRE III

Calcul des éléments

III / calcul des éléments

III-1) Introduction :

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

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99)

III-2) Acrotère:

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire ($1m$).

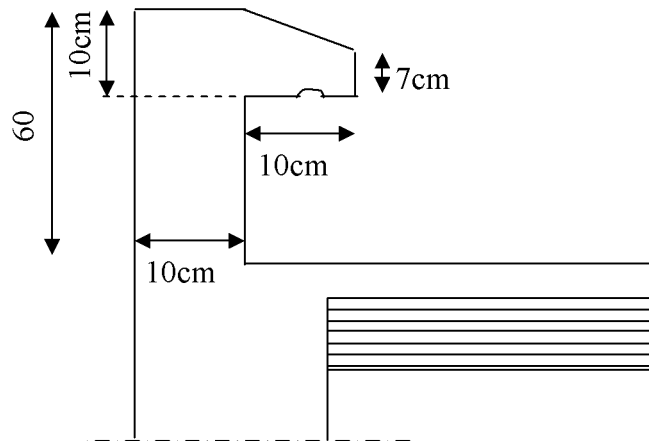


Fig.III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-2 - a - Schémas statiques de calcul:

G

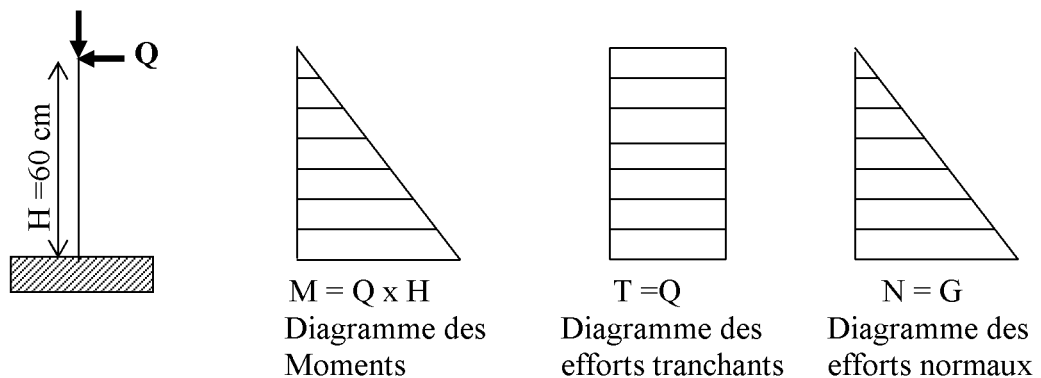


Fig.III-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III-2-b -Calcul des efforts:

- Effort normal dû au poids propre à la section d'encastrement:

$$G = \rho \times S = 25 (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 - (0.03 \times \frac{0.1}{2})) = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

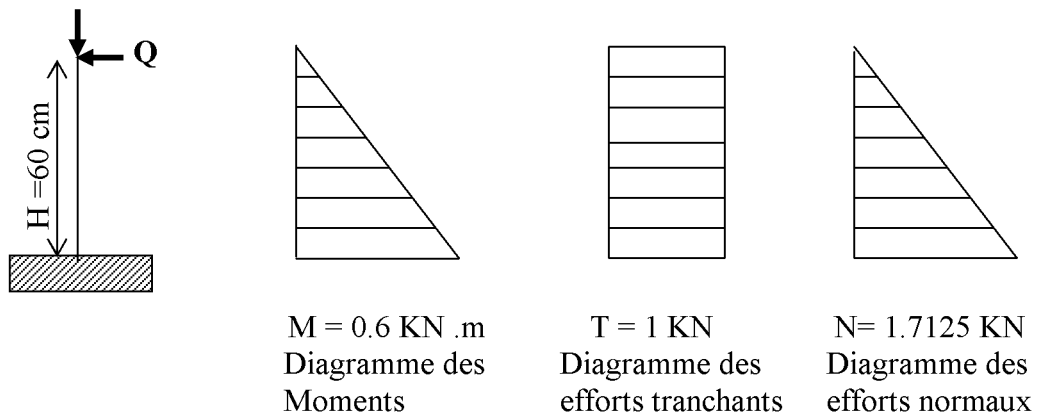
$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- ρ : masse volumique de béton. (25 KN/m^3)
- S : section transversale de l'acrotère.
- Effort horizontal dû à la main courante: $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

- Moment de flexion dû à G $M_G = 0$

G



III-2- c - Combinaison de charges:

- A l'ELU, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,311 \text{ KN/ml}$.

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0.9 \text{ KN.m}$.

- A l'ELS, la combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,7125 \text{ KN/ml}$.

-Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$.

III-2- d - Ferrillage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

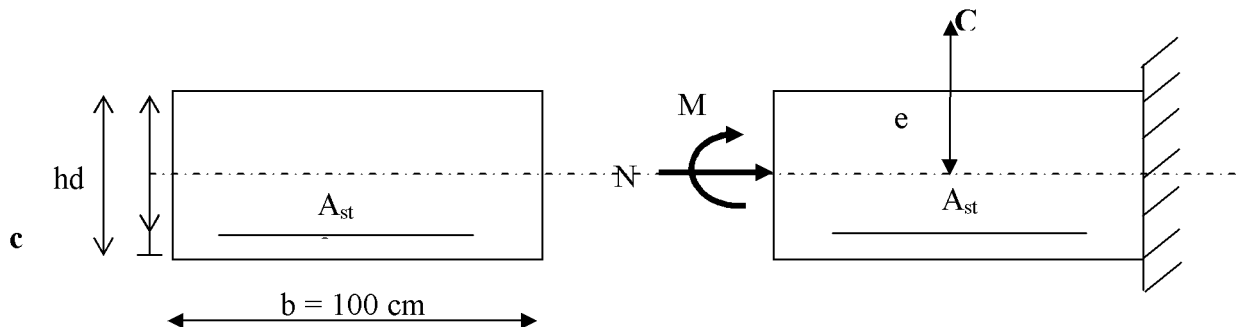


Fig.III.2 Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm}; c=3\text{cm} ; h=10\text{cm} ; d=7\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; \gamma_s=1,15 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

c: centre de pression (c=3cm).

e : excentricité.

Mf : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

III-2-e - Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0,389 \text{ m} = 38.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif Mf puis elle se ramène à la flexion composée.

f – Calcul d'armatures en flexion simple:

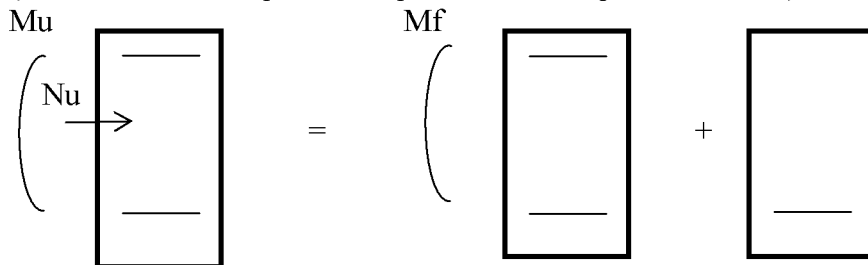
- Moment fictif:

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.311 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 0.95\text{KN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.95 \times 10^5}{100 \times 7 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0136 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

(Les armatures comprimés ne pas nécessaires pour la section)



$$\mu_b = 0,0136 \Rightarrow \beta = 0,992$$

- Les armatures fictives en flexion simple:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec } \beta = 1 - 0.4 \alpha$$

$$\begin{aligned} \text{Et } \alpha &= 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b} \right) \\ \alpha &= 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0136} \right) \\ \alpha &= 0.017 \end{aligned}$$

$$\text{D'où } \beta = 1 - (0.4 \times 0.017)$$

$$\beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,95}{0,993 \times 0,07 \times 348 \times 10^3} = 0,393 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_f = 0,45 \text{ cm}^2$$

III-2- g- Calcul d'armatures en flexion composée:

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,311}{348 \times 10^{-1}} = 0,323 \text{ cm}^2$$

III-2-h - Vérification a l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.2.4.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455 d}{E_s - 0,85 d} \right]$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{e_s - 0,455 \times 7}{e_s - 0,85 \times 7} \right] = 0,797 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A = 0,323 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} A_{\min} > A$$

Conclusion : la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera une section d'acier de 4HA8 /ml = 2,01 cm², espacés de 25 cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA6 = 1,13 cm²/ml espacées de 25 cm

III-2-i - vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{ij})^{1/2}] \}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,2871 \longrightarrow \beta_1 = 0,927 \longrightarrow k_1 = 53,97$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,2871 \times 0,07 \times 2,01 \times 10^2} = 173,29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} \quad (\text{vérifiée})$$

III-2-j -vérification des contraintes dans le béton à l'ELS:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173,29}{53,97} = 3,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

III-2-k – vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99]

La vérification s'effectue à l'ELU : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ avec : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 7 \times 10^2} = 0,214 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-2-L – vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée.

[Art.6.2 ,3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 \times A \times c_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à 0,15 (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à 0,8

W_p : poids de l'acrotère, égal à 1,7125 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

- Armatures principales $A = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition $A_r = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-4) Cage d'ascenseur :

a) Caractéristique des ascenseurs :

La surface de passage d'ascenseur

$$S = 1,80 \times 2,00 = 3,60 \text{ m}^2$$

➤ **Charges nominales et le poids total :**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 Kg → 8 personnes.

- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$

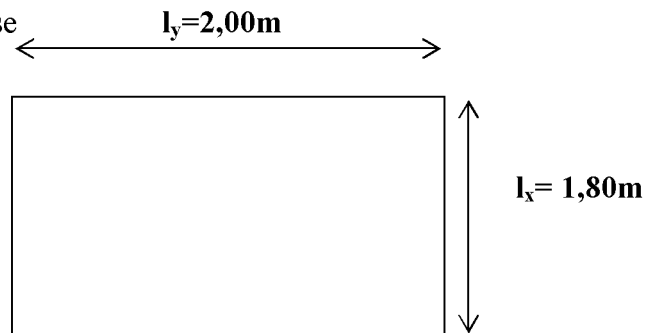
-Le poids total $G = 9 \text{ tonnes}$

b) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

b1) Sous charge localisée :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise

à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



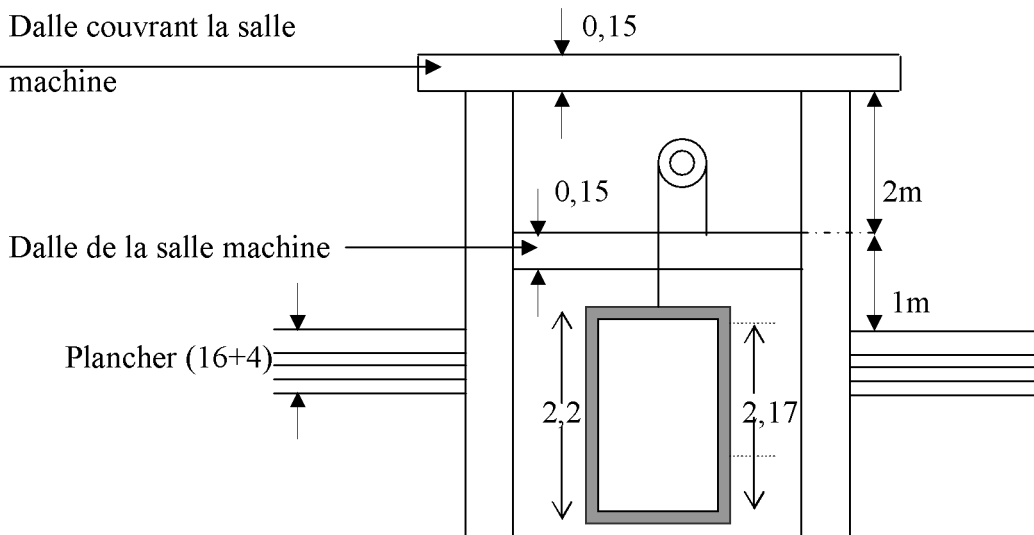
Panneau de dalle de la salle machine

Dalle couvrant la salle

machine

Dalle de la salle machine

Plancher (16+4)



Cage de l'ascenseur

b-1-1) Pré dimensionnement :

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9 \rho > 0,4$

$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ Dans ce cas le panneau travail suivant deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm} \\ h_0 \text{ Doit être au moins égale à } 12 \text{ cm selon le RPA99 version 2003.} \end{array} \right.$$

Donc on prend $h_0 = 15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{array} \right.$$

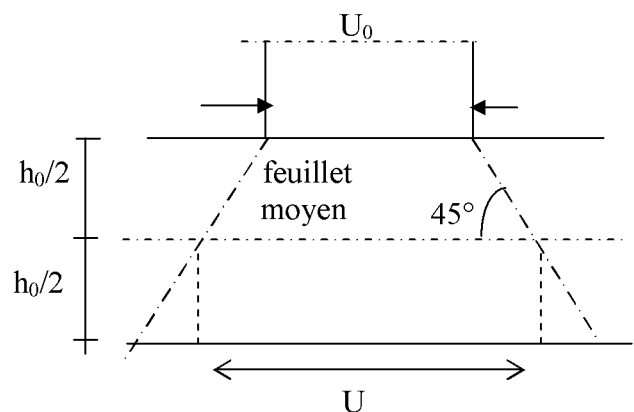
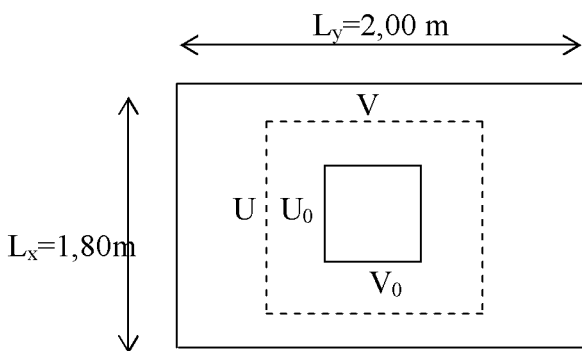
Avec:

Hauteur de la dalle : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Epaisseur du revêtement : $e = 5 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée)

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillett moyen.

b-1-2) Calcul des moments à l'ELU :

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGE AUD Suivant le rapport

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2} = 0,9$$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{200} = 0,5 \end{cases}$$

ρ : Étant égale à 0,9

$$\left. \begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0,6 M_1 = 0,089 \\ \frac{V}{l_y} = 0,5 M_2 = 0,073 \end{cases} \right\} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,089 \\ M_2 = 0,073 \end{cases}$$

Combinaison des charges :

$$p = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$p = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p M_1 = 121,5 \times 0,089 = 10,81 \text{ KNm} \\ M_{y1} = p M_2 = 121,5 \times 0,073 = 8,87 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ **Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{Tel que : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

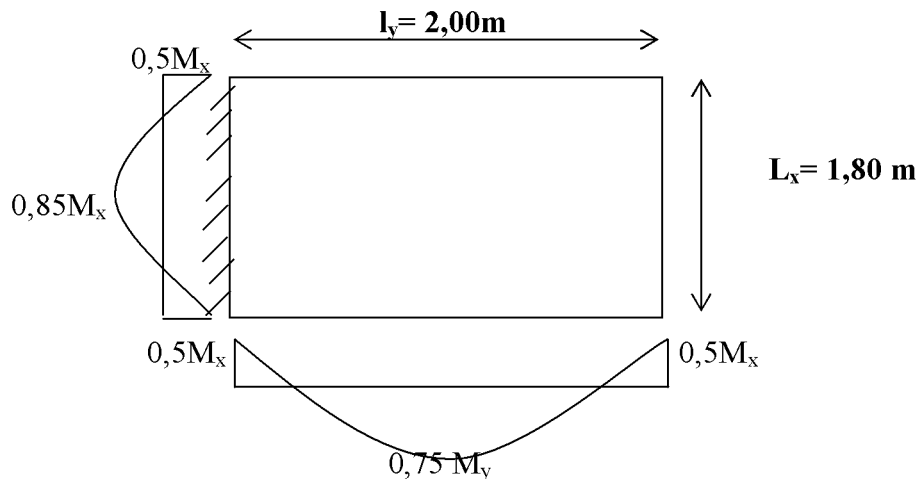
$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0458 \times 6,563 \times (1,8)^2 = 0,974 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,974 = 0,758 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{0,974}{0,758} = 1,28 > 0,25 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

➤ **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,81 + 0,974 = 11,784 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,87 + 0,758 = 9,628 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ **Correction des moments :**



Correction des moments

➤ **Les moments en trav\u00e9e :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,784 = 10,0164 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 9,628 = 7,221 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments aux appuis:**

$$M_x^a = M_y^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 11,784 = 5,892 \text{ KN.m}$$

e) Détermination de la section d'armature :

➤ Armatures // à X-X :

• En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,0164 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0417 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0417 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,0164 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,892 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0245 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0245 \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,892 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 $\Rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures // à Y-Y :

• En travée :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,221 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{7,221 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,892 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0245 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0245 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{5,892 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA10 $\Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

f) Vérification à L'E.L.U

1) condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

➤ Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,9) / 2 = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 3,14 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$. → vérifier.

3) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN}$ (Condition vérifiée).

Donc les armatures transversales sont inutiles

1) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2\ell_y + \ell_x} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 2 + 1,8} = 20,95 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{P}{3 \cdot \ell_y} = \frac{121,5}{3 \times 2} = 20,25 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u\max} = 20,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{20,95 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,161 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = 0,161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_n = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

g) Vérification à L'E LS : $\nu = 0,2$

$$M_1 = 0,089 \text{ KNm} \quad M_2 = 0,073 \text{ KN}$$

$$Q_s = P = 90 \text{ KN}$$

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 90 (0,089 + 0,2 \times 0,073) = 9,324 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1) = 90 (0,073 + 0,2 \times 0,089) = 8,172 \text{ KN.m}$$

2) Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 25 \times 0,15 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,9 \rightarrow \mu_x = 0,0529 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot \ell_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (1,8)^2$$

$$\mathbf{M_{x2} = 0,814 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_y = 0,846 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,846 \times 0,814$$

$$\mathbf{M_{y2} = 0,688 \text{ KN.m}}$$

3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{x\text{ser}} = M_{x1} + M_{x2} = 9,324 + 0,814 = 10,138 \text{ KN.m} \\ M_{y\text{ser}} = M_{y1} + M_{y2} = 8,172 + 0,688 = 8,860 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

4) Correction des moments :

➤ **Les moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{x\text{ser}}^t = 0,85 M_{x\text{ser}} = 0,85 \times 10,138 = 8,617 \text{ KN.m (sens x-x)} \\ M_{y\text{ser}}^t = 0,85 M_{y\text{ser}} = 0,85 \times 8,86 = 7,531 \text{ KN.m (sens y-y)} \end{cases}$$

➤ **Les moments aux appuis:**

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = 0,5M_{xser} = 0,5 \times 10,138 = 5,069 \text{ KN.m (sens x-x et y-y)}$$

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$) on doit vérifier que :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \alpha = \frac{y_u}{d} \text{ Position de l'axe neutre.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Sens x - x :**

1) Aux appuis :

$$\gamma = \frac{5,892}{5,069} = 1,162.$$

$$\mu_b = 0,0245 \rightarrow \alpha = 0,0304.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,162 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,331.$$

$$\alpha = 0,0304 < 0,351 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) En travée

$$\gamma = \frac{10,0164}{8,617} = 1,162$$

$$\mu_b = 0,0417 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,331$$

$$\alpha = 0,0536 < 0,331 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y - y :**

1) Aux appuis :

$$\gamma = \frac{5,892}{5,069} = 1,162$$

$$\mu_b = 0,0245 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,162 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,331$$

$$\alpha = 0,0304 < 0,331 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) En travée :

$$\gamma = \frac{7,221}{6,645} = 1,086$$

$$\mu_b = 0,030 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,293$$

$$\alpha = 0,0381 < 0,293 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc on peut se passer de la vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

○ Aux appuis :

On a $M_a = 5,069 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \longrightarrow \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,069 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 134,758 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{134,758}{48,75} = 2,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

○ En travée :

$$M_t = 8,617 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \quad k = 42,72 \text{ et } \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8,617 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 185 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{185}{42,72} = 4,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

Sens y-y :○ **Aux appuis :**

On a $M_a = 5,069 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \longrightarrow \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,069 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 134,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{134,76}{48,75} = 2,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

○ **En travée :**

$M_t = 6,645 \text{ KN.m}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \text{ K} = 48,75 \longrightarrow \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,645 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 176,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176,65}{48,75} = 3,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa (vérifiée)}$$

Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés on peut se dispenser du calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{\ell_z} \geq \frac{M_{tz}}{20 M_z}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.

- M_{tz} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction ℓ_z

- M_x : Moment isostatique dans la direction de $(x - x)$ pour une bande de largeur égale à 1 [m] .

- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1 [m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1 [m]

a)

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{180} = 0,083$$

$$\frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{8,617}{20 \times (10,138)} = 0,042.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = 0,083 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_x} = 0,042 \end{array} \right\} \frac{h}{l_x} = 0,083 > 0,042 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{A_z}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

5 HA10 (sens y-y), $S_t=20\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

III-5) Calcul des escaliers :

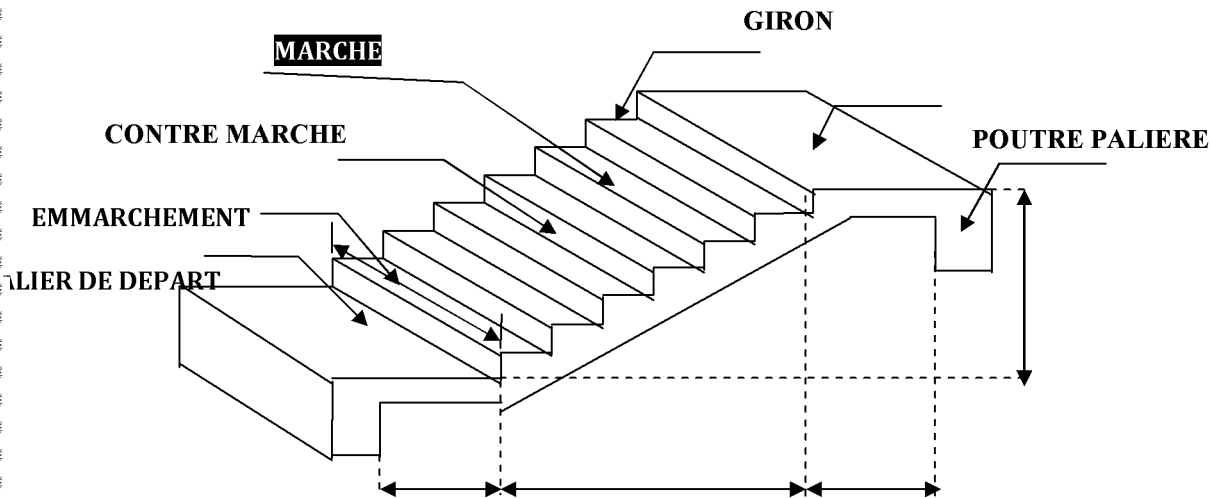


Schéma des escaliers droits

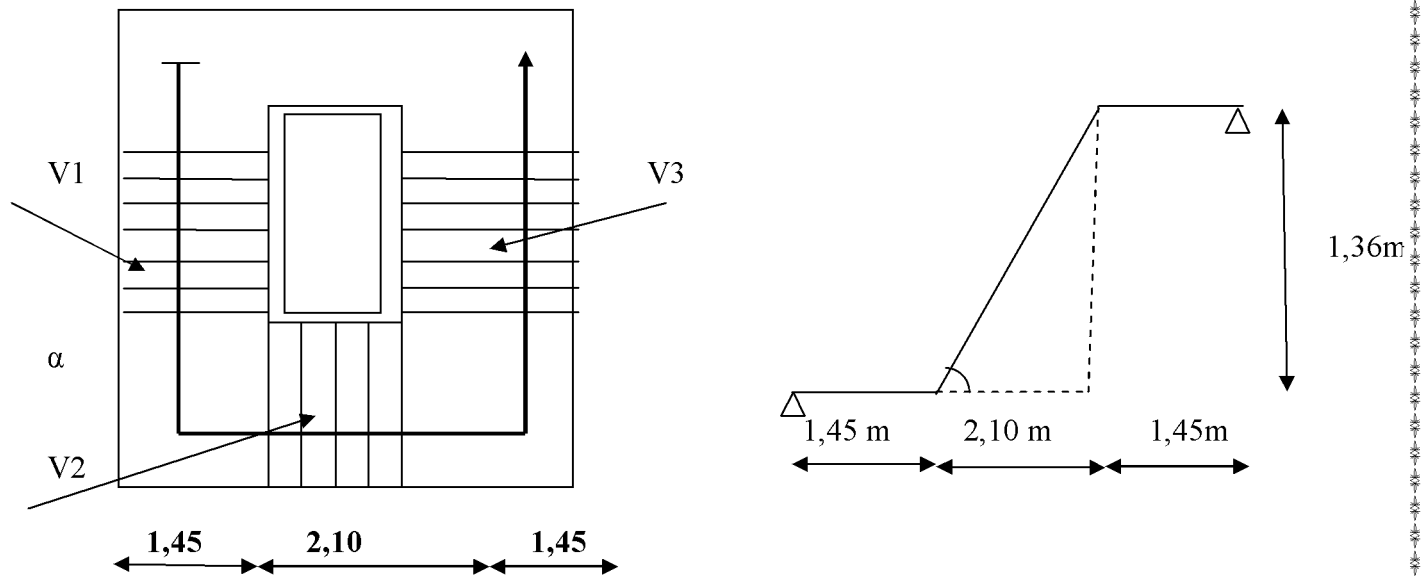
III-5-1) Introduction :

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et e. général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

➤ Escalier de RDC :

- Il comporte trois volées différentes :
- Deux volées identiques de hauteur égale à 1,19 m ;
- Une volée de hauteur égale à 1,36 m

Pré dimensionnement :**Présentation schématique :****Vue en plan de l'escalier schéma statique d'escalier**

Avec une hauteur de RDC 3,74 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

a) Dimensionnement :

➤ **Volée 1 et 3 (les plus sollicités) :** ($H = 1,19 \text{ m}$)

Les deux volées sont identiques aux volées des escaliers des étages courants, donc on adoptera le même dimensionnement et le même ferrailage que les volées des étages courants.

➤ **Volée 2 (intermédiaire) :** ($H = 1,36 \text{ m}$)

On prend la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$

Le nombre de marches $m = n - 1 = 7$ marches.

On prend le girant $g = 30 \text{ cm}$

b) Vérification de la loi de Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} = 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

c) Dimensionnement de la paillasse :

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

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{210}{\cos 32,92^\circ} = 250,16 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 145 + 210 + 145 = 500 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{500}{30} \leq e_p \leq \frac{500}{20} \Rightarrow 16,66 \text{ cm} \leq e_p \leq 25 \text{ cm}$$

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

Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourra admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :**➤ Palier : Tableau : charges permanentes de palier**

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ² .cm)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable	2	0,18	0,36
Dalle en béton	25	0,25	6,25
$G_{\text{total}} = 7,41 \text{ KN/m}^2$			

➤ Volée :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 x \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 x \frac{0,25}{\cos 32,92^\circ} = 7,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 x \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2 ;$$

Revêtement carrelage ; 0,4 KN/m²;

Mortier de pose : 0,4 KN/m².

$$G_{\text{total}} = 10,365 \text{ KN/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Calcul à l'ELU :

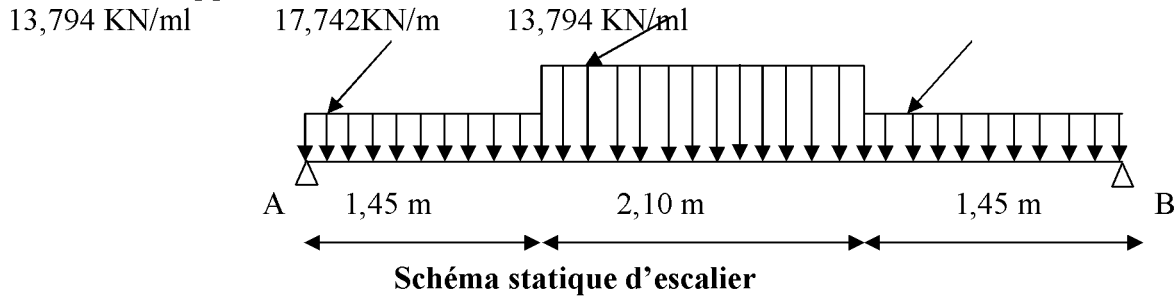
➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,44 + 1,5 \times 2,5 = 13,794 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 10,365 + 1,5 \times 2,5 = 17,742 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Réactions d'appuis :



$\sum F = 0.$

$R_A + R_B = 13,794 \times 1,45 + 17,742 \times 2,10 + 13,794 \times 1,45 = 77,26 \text{ KN}$

$\sum M/A$

$\Rightarrow R_B (1,45 + 2,10 + 1,45) - 13,794 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} + 2,10 + 1,45 \right) - 17,742 \times 2,10 \left(\frac{2,10}{2} + 1,45 \right) - 13,794 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} \right) = 0$

$R_B = 38,62 \text{ KN}$

$R_A = 38,62 \text{ KN}$

➤ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

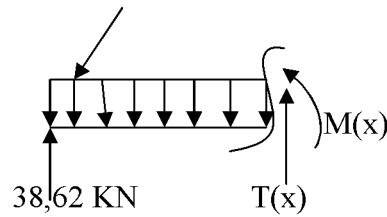
a) Efforts tranchants :

- $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$ 13,794 KN/ml

$T(x) + 38,62 - 13,794 X = 0$

$T(x) = 13,794 X - 38,62$

- { Pour $X = 0 \rightarrow T(0) = - 38,62 \text{ KN}$
- { Pour $X = 1,45 \rightarrow T(1,45) = - 18,61 \text{ KN}$

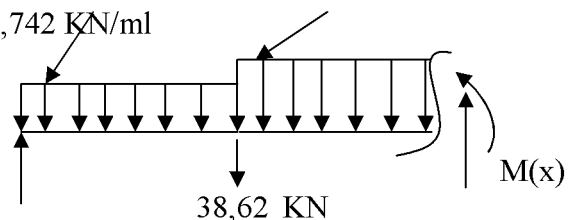


- $1,45 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$ 13,794 KN/ml 17,742 KN/ml

$T(x) + 38,62 - 13,794 (1,45) - 17,742 (x - 1,45) = 0$

$T(x) = 13,794 (1,45) + 17,742 (x - 1,45) - 38,62$

- { Pour $x = 1,45 \rightarrow T(1,45) = - 18,62 \text{ KN}$
- { Pour $x = 3,55 \rightarrow T(3,55) = 18,63 \text{ KN}$
- $T(x) = 0 \rightarrow 13,794 (1,45) + 17,742 (x - 1,45) - 38,62 = 0$
- $x = 2,67 \text{ m}$

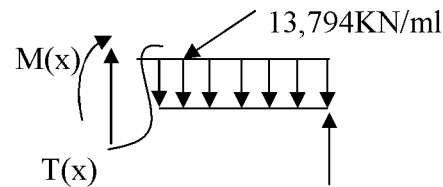


○ $0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$T(x) + 38,62 - 13,7594(x) = 0$$

$$T(x) = 13,7759(x) - 38,62$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} & \rightarrow T(0) = -38,62 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,45 \text{ m} & \rightarrow T(1,45) = 18,24 \text{ KN} \end{cases}$$



38,62KN

b)Le moment fléchissant :

○ $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$M(x) - 38,62x + 13,794x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 38,62x - 13,794 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0$ $M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour $x = 1,45$ $M(1,45) = 41,49 \text{ KN m}$

○ $1,45 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$M(x) - 38,62x + 13,794 \cdot 1,45 \left(x - \frac{1,45}{2}\right) + 17,42(x - 1,45) \left(\frac{x - 1,45}{2}\right) = 0$$

$$M(x) = 38,62x - 13,794 \cdot 1,45 \left(x - \frac{1,45}{2}\right) - 17,742(x - 1,45) \left(\frac{x - 1,45}{2}\right)$$

Pour $x = 1,45 \text{ m}$ $\rightarrow M(1,45) = 41,49 \text{ KN m}$

Pour $x = 3,55 \text{ m}$ $\rightarrow M(3,55) = 41,49 \text{ KN m}$

Le moment max :

$x = 2,50 \text{ m}$ $M(2,50) = 51,27 \text{ KN m}$

○ $0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$M(x) - 38,62x + 13,794 \frac{x^2}{2} = 0 \quad M(x) = 38,62x - 13,794 \frac{x^2}{2}$$

pour $x = 0 \text{ m}$ $M(0) = 0 \text{ KN m}$

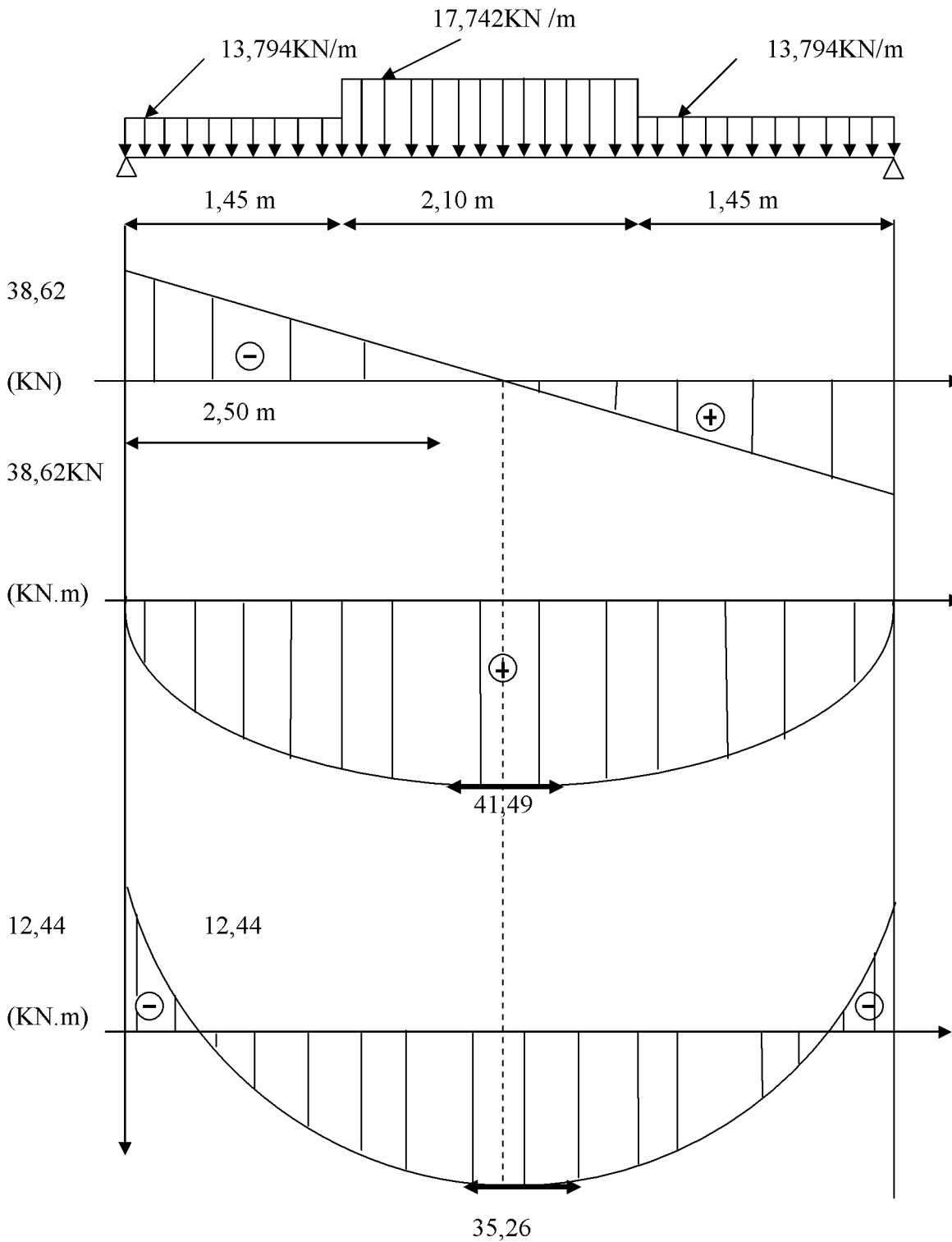
Pour $x = 1,45 \text{ m}$ $M(1,45) = 41,49 \text{ KN m}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficient 0,85 et 0,3 respectivement.

$M_{\text{travées}} = 0,85 \times 41,49 = 35,26 \text{ KN m}$

$M_{\text{appuis}} = - 0,3 \times 41,49 = - 12,44 \text{ KN m}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:



➤ **Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$.

a) En travée :

$$M_u^t = 35,26 \text{ KN m}$$

1. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35,26 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,046 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,046 \quad \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{35,26 \times 10^3}{0,976 \times 23 \times 348} = 4,51 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 14 = 6,15 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En appui :**1. Armatures principales :**

$$M_u^a = 12,44 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,44 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,016 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,016 \quad \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,44 \times 10^3}{0,99 \times 23 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10 = 3,14 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

2. Armatures de repartions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8 = 2,01 cm² , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

Les vérifications à l'ELU :

➤ **Vérification de la non fragilité du béton :** [Art A 4.2 , 1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ —————> condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ —————> condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte tangentielle :**

[Art A 5.1,2/BAEL 91modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 35,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{35,26 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,153 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,153 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 38,62 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,23 \times 1 = 1380 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

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

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{35,26 \times 10^3}{0,9 \cdot 230 \times 14 \times 3,14 \times 4} = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

III-5-6) Calcul à l'ELS:

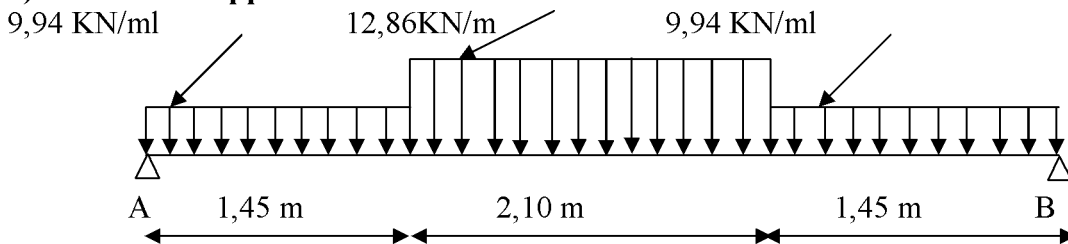
➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = G + Q = 7,44 + 2,5 = 9,94 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_u = G + Q = 10,365 + 2,5 = 12,86 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes :**

a) Réactions d'appuis :



Schemastatique

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 9,94 \times 1,45 + 12,86 \times 2,10 + 9,94 \times 1,45 = 55,84 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1,45 + 2,10 + 1,45) - 9,94 \times 1,4 \left(\frac{1,45}{2} + 2,10 + 1,45 \right) - 12,86 \times 2,10 \left(\frac{2,10}{2} + 1,45 \right) -$$

$$9,94 \times 1,45 \left(\frac{1,45}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 27,49 \text{ KN}$$

$$R_A = 28,35 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants :

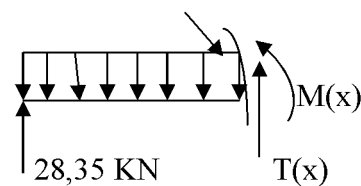
9,94 KN/ml

○ $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$T(x) + 28,35 - 9,94(x) = 0$$

$$T(x) = 9,94(x) - 28,35$$

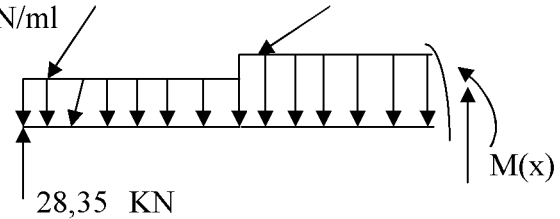
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -28,35 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,45 \rightarrow T(1,45) = -13,93 \text{ KN} \end{cases}$$



- $1,45 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$ 9,94 KN/ml 12,86 KN/ml

$$T(x) + 28,35 - 9,94(1,45) - 12,86(x - 1,45) = 0$$

$$T(x) = 12,86(x - 1,45) - 13,93$$

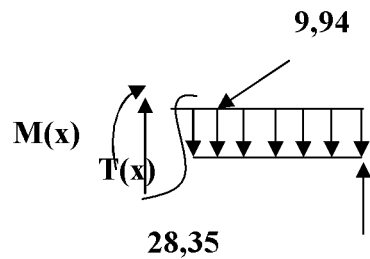


$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,45 \rightarrow T(1,45) = -13,93 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,55 \rightarrow T(3,55) = 13,07 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 12,86(x - 1,45) - 13,93 = 0$$

$$x = 2,54 \text{ m}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1,54 \text{ m}$



$$T(x) + 28,35 - 9,94(x) = 0$$

$$T(x) = -28,35 + 9,94(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -28,35 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,54 \text{ m} \rightarrow T(1,54) = -13,04 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Le moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$M(x) - 28,35x + 9,94x \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 28,35x - 9,94 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pou } x = 0 \rightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 1,45 \text{ m} \rightarrow M(1,45) = 30,65 \text{ KN m}$$

- $1,45 \text{ m} \leq x \leq 3,55 \text{ m}$

$$M(x) - 28,35x + 9,94x \cdot 1,45 \left(x - \frac{1,45}{2} \right) + 12,86(x - 1,45) \left(\frac{x - 1,45}{2} \right) = 0$$

$$\text{Pour } x = 1,45 \text{ m} \rightarrow M(1,45) = 30,66 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 3,55 \text{ m} \rightarrow M(3,55) = 31,56 \text{ KN m}$$

Le moment max :

$$x = 2,50 \text{ m} \quad M(2,50) = 38,21 \text{ KN m}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$M(x) - 28,35x + 9,94 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

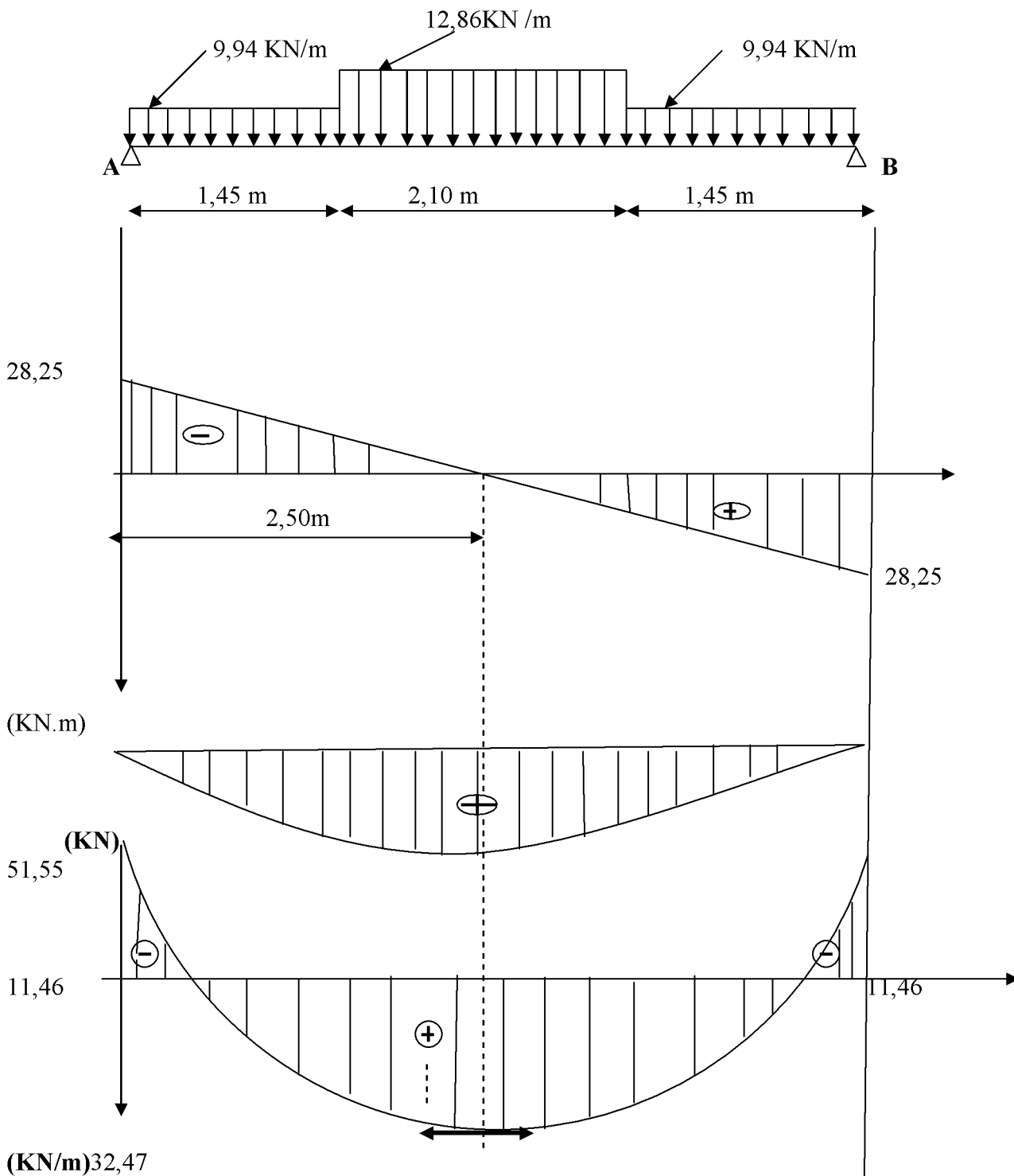
Pour $x = 1,45 \text{ m} \rightarrow M(1,45) = 51,55 \text{ KN m}$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 38,21 = 32,47 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 38,21 = -11,46 \text{ KN m}$$

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :



Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de résistance du béton à la compression :**(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 6,15}{100 \times 23} = 0,26 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 46,23 \text{ et } \beta_1 = 0,919$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{38,21 \times 10^3}{0,919 \times 23 \times 6,15} = 293,93 \text{ MPa} \quad \sigma_s \longrightarrow 348 \text{ MPa OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{293,93}{46,23} = 6,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa OK}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (25 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5,00 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 32,47 KN m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée ;}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0,5 \text{ cm} + \frac{500}{1000} = 1 \text{ cm}$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa} ;$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$V_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

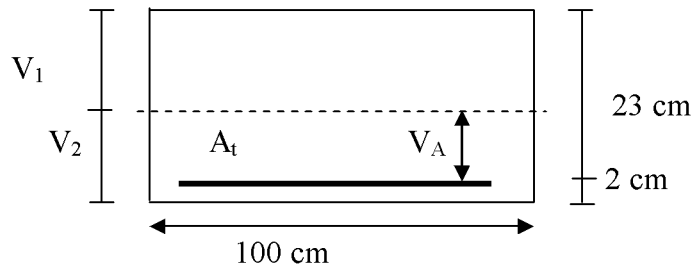


Schéma de calcul des escaliers

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 25 + 15 \times 6,15 = 2592,25 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,15 \times 23}{2592,25} = 12,87 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,87 = 12,13 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(12,87^3 + 12,13^3) + 15 \times 6,15(10,13)^2 = 140017 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{6,15}{100 \times 23} = 0,0026 \rho\% = 0,26$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{32,47 \times 10^6}{0,919 \times 230 \times 615} = 249,78 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) 0,26} = 0,032$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = 0,987$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 140017}{1 + 0,032 \times 0,987} = 149303,11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{32,47 \times 10^5 (539)^2}{10 \times 10818,86 \times 149303,11 \times 10^2} = 0,583 \text{ cm}$$

$$f = 5,83 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10,39 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-3) Calcul des planchers :

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

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T_e, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

* Limiter les risques de fissuration par retrait ;

* Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;

* Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux surcharges.

III-3-1) Plancher à corps creux à usage commercial :**A) Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]**

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm , et armée d'un treillis soudé (TLE 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures \perp aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures // aux poutrelles.

1) Armatures \perp aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e}$$

Avec

- A_{\perp} : cm² par mètre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

A.N

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

On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm² / ml.

2) Armatures // aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

A.N

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

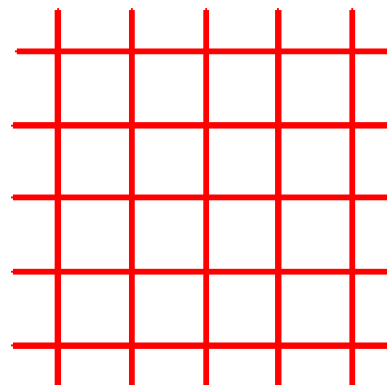
On adoptera **5T5/ML** = 0.98 cm²/ml.

✓ Conclusion

On optera pour un treillis soudé **TLE 520(5x200x5x200)**.

5T5 / ML
e=20 cm

5T5 / ML
e= 20 cm



TLE (5X200X5X200)

B) Calcul des poutrelles :

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

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

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

B-1-1) charge permanente :

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62$$

$$G = 0,74 \text{ [KN/ml]}$$

B-1-2) Surcharge d'exploitation du chantier :

Le poids de l'ouvrier est estimé à $Q = 1 \text{ KN/ml}$

B-1-3) Ferrailage à l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

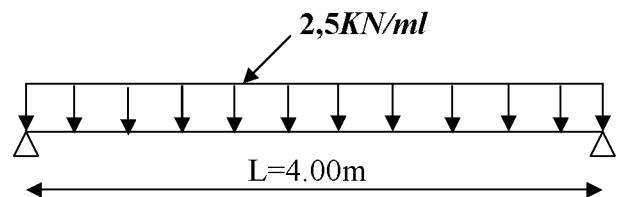
$$L = 4,00 \text{ m}$$

○ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,499 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$



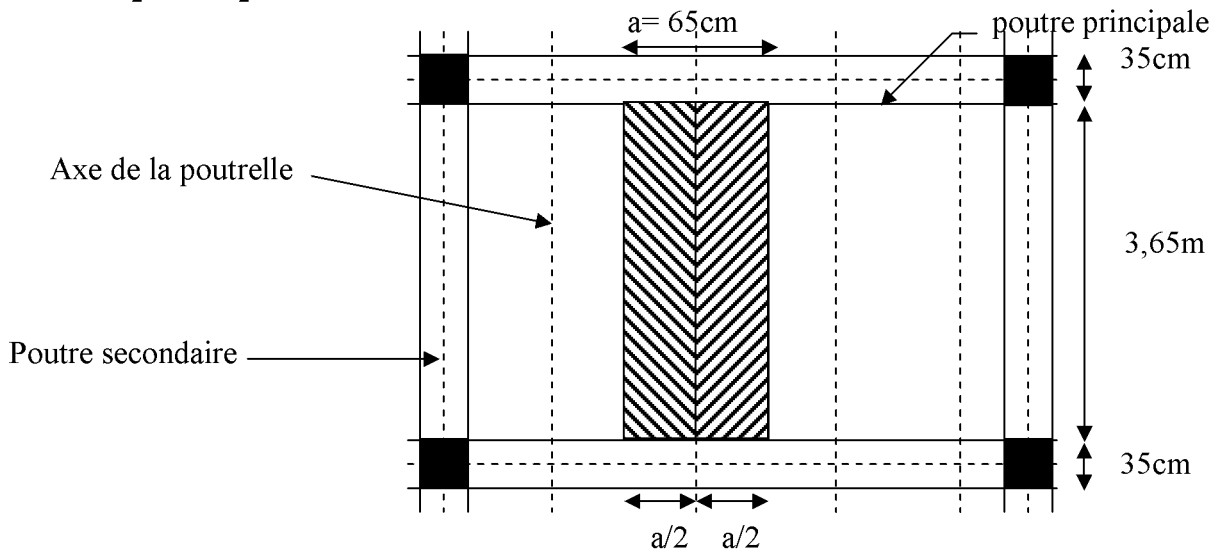
○ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5,00 \text{ KN.M}$$

Schéma statique de la poutrelle

○ **Effort tranchant :**

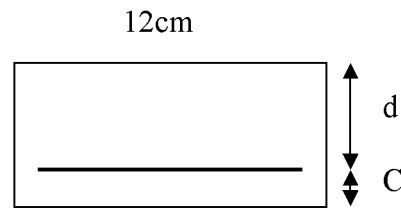
$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5,00 \text{ KN}$$



Surface revenant aux poutrelles

○ **Calcul des armatures :**

c : enrobage (c=2cm)

La hauteur utile $d=h-c=4-2=2\text{cm}$ **Section de la poutrelle**

$$\mu_b = \frac{5 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 7,335$$

$$\mu_b = 7,335 > \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{n est doublement armée (SDA).}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

B-2) 2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té reposante sur cinq (5) appuis, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastree. Elle supporte son poids propre, poids du corps creux et le poids de la dalle de compression

Elle travaille en flexion simple, on note que la longueur de chaque travée est prise entre nus des appuis.

- poids propre du plancher : $G=5,55 \times 0,65=3,61\text{KN/ml}$

- surcharge d'exploitation (usage commercial) : $Q=4 \times 0,65=2,60 \text{ KN / ml}$

B-2-1) Détermination des dimensions de la section en Té :

$$h \geq \frac{L}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$$

on prend $h=20 \text{ cm}$

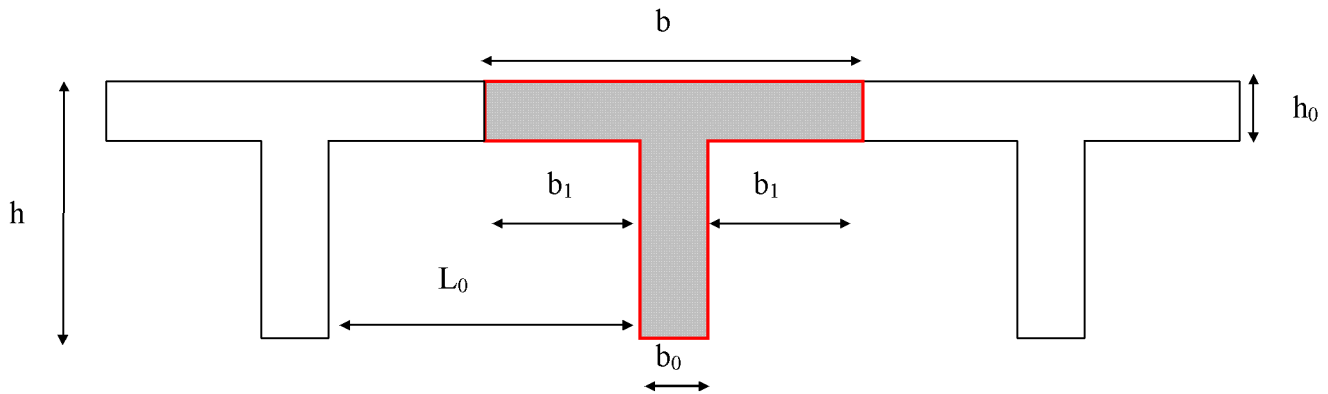
$h = 16+4 = 20 \text{ [cm]}$ hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ [cm]}$ hauteur de la dalle de compression

$C = 2 \text{ [cm]}$ enrobage

$d = 18 \text{ [cm]}$ hauteur utile

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :



Dimensions de la poutrelle

Avec :

L_0 : distance entre deux poutrelles : ($l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

L : longueur de la plus grande travée : ($L = 4,00 \text{ m}$)

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

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 8 h_0 \end{cases}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{53}{2} = 26,5 [\text{cm}] \\ \frac{400}{10} = 40 [\text{cm}] \\ 8 \times 4 = 32 [\text{cm}] \end{cases}$$

Donc : $b_1 \leq 26,5 [\text{cm}]$ on prend $b_1 = 26,5 [\text{cm}]$

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12$$

$$b = 65 [\text{cm}]$$

B-2-2)-Choix de la méthode de calcul

a-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

- **Hypothèses :**

La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

→ La valeur de la surcharge d'exploitation courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 [KN/m²]

$$Q \leq \left\{ 2G ; 5KN / ml \right\}$$

- Plancher terrasse

$$2.G = 2 \times 5,6 \times 0,65 = 7,28 [KN / ml] \quad Q=1 \leq \left\{ 7,28 ; 5KN / ml \right\}$$

- Plancher courant

$$2.G = 2 \times 5,55 \times 0,65 = 7,73 [KN / ml] \quad Q = 1,5 \leq \max \left\{ 7,73 ; 5KN / ml \right\}$$

⇒ La condition est vérifiée

→ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

⇒ La condition est vérifiée

→ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4,00}{4,00} = 1 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{4,00}{3,30} = 1,2 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,30}{3,85} = 0,86 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

→ La fissuration est non préjudiciable ⇒ Condition vérifiée

Conclusion

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

b-Principe de la méthode

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

c-Exposé de la méthode :

- α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérés.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_W + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_0$

Avec : $(1+0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$

- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
-

d/ Application de la méthode forfaitaire :

d-1/ Combinaisons de charge :

ELU : $q_u = [1,35 G + 1,5 Q] \times 0,65$

$q_u = [1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 4] \times 0,65 = 8,77 [KN/ml]$

ELS: $q_s = [G + Q] \times 0,65$

$q_s = [5,55 + 4] \times 0,65 = 6,23 [KN/ml]$

d-2- Rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

$$\alpha = \frac{2,6}{2,6 + 3,61} = 0,42$$

d-3-Choix de poutrelles à étudier

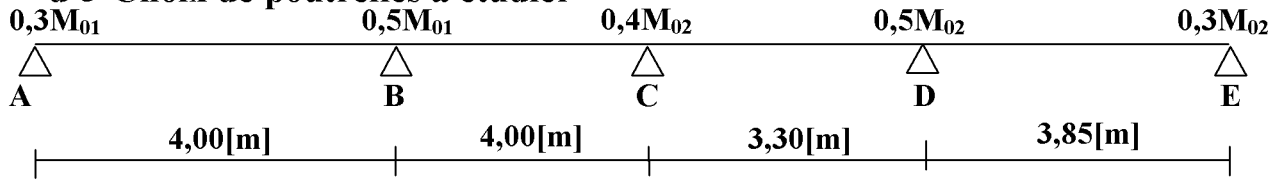


Schéma statique de la poutre

Calcul des moments isostatiques M₀₁, M₀₂, M₀₃, M₀₄

➤ à l'ELU :

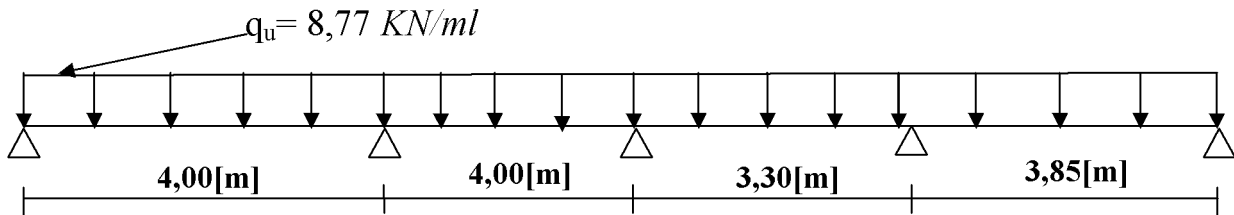


Schéma statique de la poutrelle

-Travées:(A-B) : L = 4,00 [m]

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8,77 \times 4^2}{8} = 17,54 [KN . m]$$

-Travées:(B-C) : L = 4,00 [m]

$$M_{01} = M_{02} = 17,54 [KN . m]$$

-Travées:(C-D) : L = 3,30 [m]

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8,77 \times 3,3^2}{8} = 11,94 [KN . m]$$

-Travées:(D-E) : L = 3,85 [m]

$$M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{8,77 \times 3,85^2}{8} = 16,25 [KN . m]$$

➤ à l'ELS :

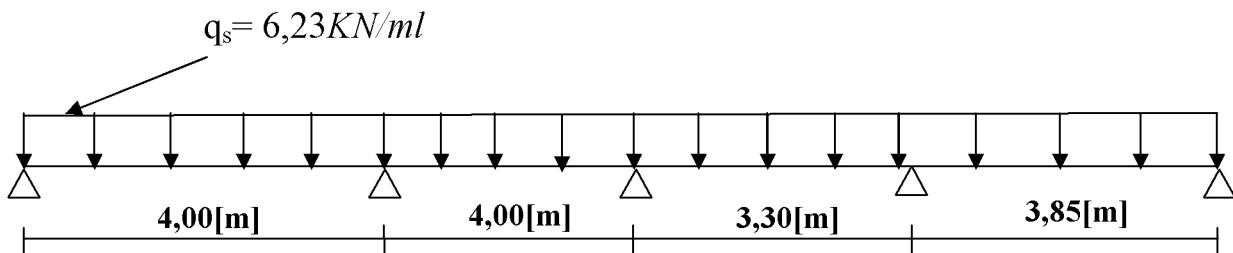


Schéma statique de la poutrelle

-Travées:(A-B) :L = 4,00 [m]

$$M_{01} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6,23 \times 4^2}{8} = 12,46 [KN.m]$$

-Travées:(B-C) :L = 4,00 [m]

$$M_{01}=M_{02} = 12,46 [KN.m]$$

-Travées:(C-D) :L = 3,30 [m]

$$M_{03} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6,23 \times 3,3^2}{8} = 8,50 [KN.m]$$

-Travées:(D-E) :L = 3,85 [m]

$$M_{04} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6,23 \times 3,85^2}{8} = 11,54 [KN.m]$$

-Calcul des moments fléchissant

- .a-Calcul des moments aux appuis :

➤ A l'ELU :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 12,46 = 3,74 \text{KNm.}$$

$$M_B = \max (0,5M_{01} ; 0,5M_{02}) = 0,5 \times 12,46 = 6,23 \text{KNm.}$$

$$M_C = \max (0,4M_{02} ; 0,4M_{03}) = 0,4 \times 12,46 = 4,98 \text{KNm.}$$

$$M_D = \max (0,5M_{03} ; 0,5M_{04}) = 0,5 \times 11,54 = 5,77 \text{KNm.}$$

$$M_E = 0,3M_{04} = 0,3 \times 11,54 = 3,46 \text{KNm.}$$

➤ à l'ELS :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 12,46 = 3,74 \text{KNm.}$$

$$M_B = \max (0,5M_{01} ; 0,5M_{02}) = 0,5 \times 12,46 = 6,23 \text{KNm.}$$

$$M_C = \max (0,4M_{02} ; 0,4M_{03}) = 0,4 \times 12,46 = 4,98 \text{KNm.}$$

$$M_D = \max (0,5M_{03} ; 0,5M_{04}) = 0,5 \times 11,54 = 5,77 \text{KNm.}$$

$$M_E = 0,3M_{04} = 0,3 \times 11,54 = 3,46 \text{KNm.}$$

- Calcul des moments en travées :

Travées de rive (A-B), (D-E) :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_W + M_E}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ Mt \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.126 M_0 \\ Mt \geq 0.663M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.726 M_0 \\ Mt \geq 0.663M_0 \end{cases}$$

En prend $Mt = 0.75M_0$

Travées intermédiaires:

-Travées: (B-C), (C-D):

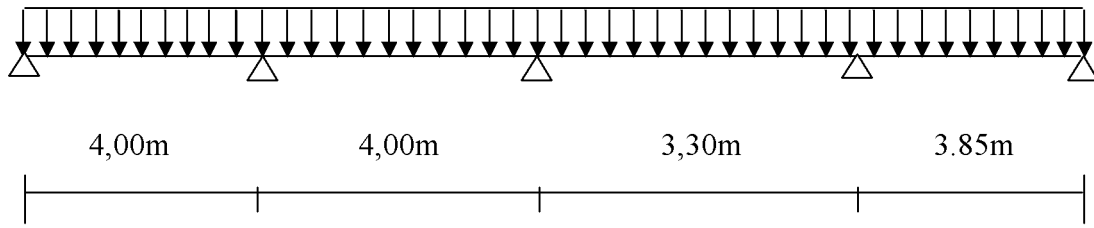
$$\begin{cases} M_t + \frac{M_W + M_E}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ Mt \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.126 M_0 \\ Mt \geq 0.563M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.676 M_0 \\ Mt \geq 0.563M_0 \end{cases}$$

On prend: $Mt=0.7M_0$

• Diagramme des moments :



➤ à L'ELU :

$M_{tAB} = 13,15 \text{ KN.m}$ Pour la travée (A-B)

$M_{tBC} = 12,28 \text{ KN.m}$ Pour la travée (B-C)

$M_{tCD} = 11,37 \text{ KN.m}$ Pour la travée (C-D)

$M_{tDE} = 12,18 \text{ KN.m}$ Pour la travée (D-E)

- Diagramme des moments :

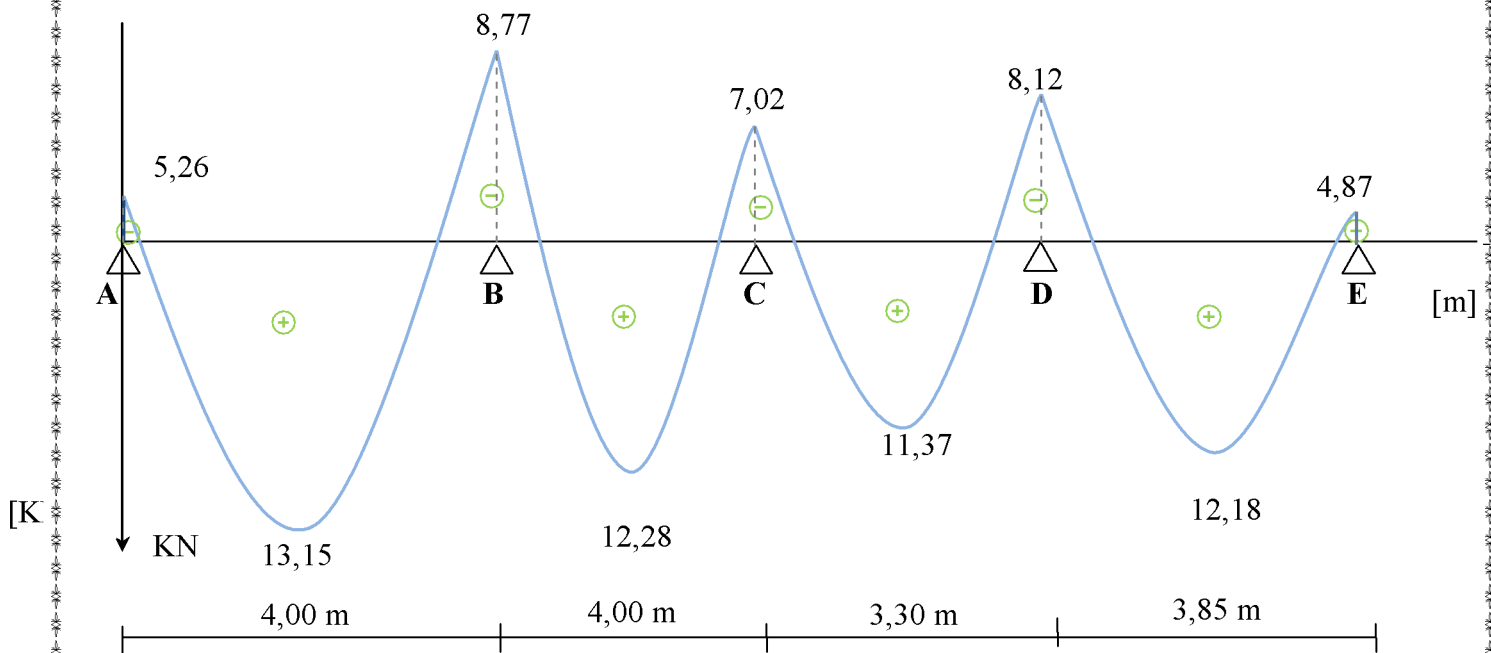


Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle

à L'ELS :

$M_{tAB} = 9,34 \text{ KNm}$ Pour la travée (A-B)

$M_{tBC} = 8,72 \text{ KNm}$ Pour la travée (B-C)

$M_{tCD} = 8,08 \text{ KNm}$ Pour la travée (C-D)

$M_{tDE} = 8,65 \text{ KNm}$ Pour la travée (D-E)

-Diagramme des moments à L'ELS :

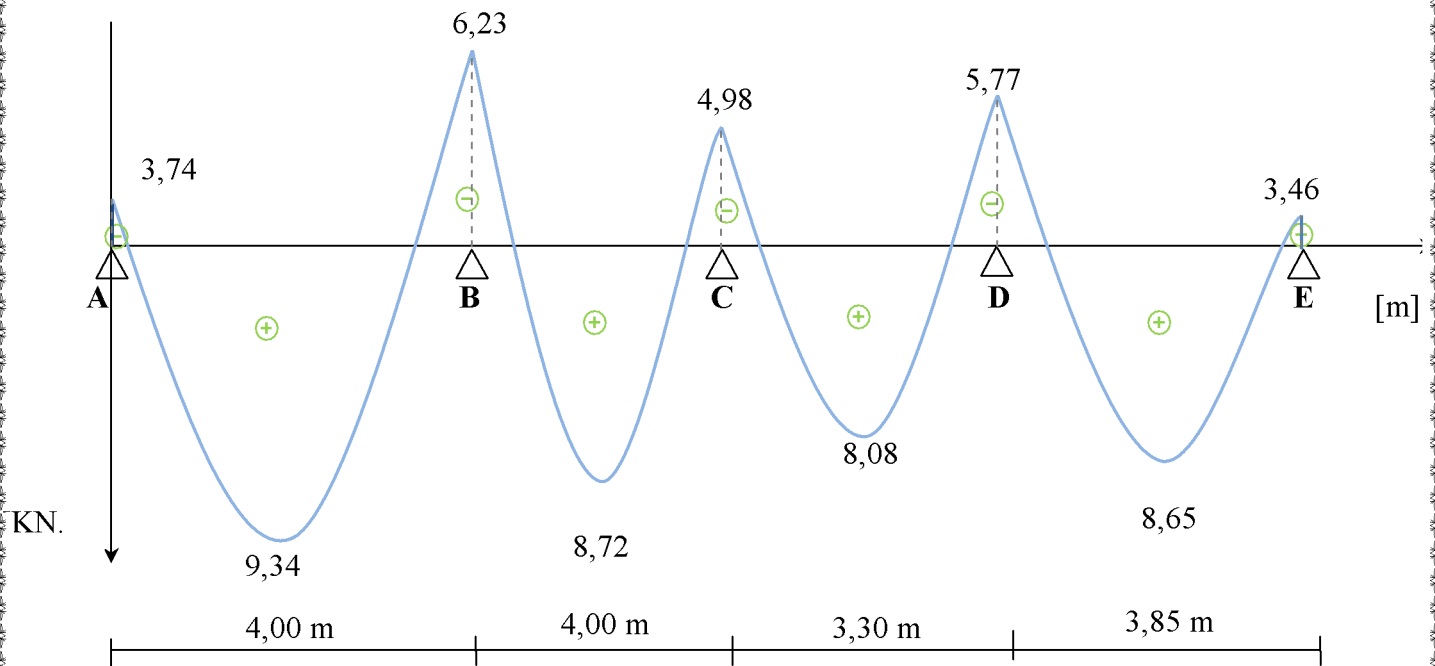


Diagramme des moments fléchissant de la poutelle

◆ Calcul des efforts tranchants :

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcul les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de RDM : $\sum M_{/i} = 0$

L'effort tranchant est donné par la formule suivante:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \text{ Avec : } \theta(x) = \pm \frac{ql}{2}$$

$$T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{-M_e + M_w}{l} , \quad T_e = \frac{-qu \times l}{2} + \frac{-M_e + M_w}{l}$$

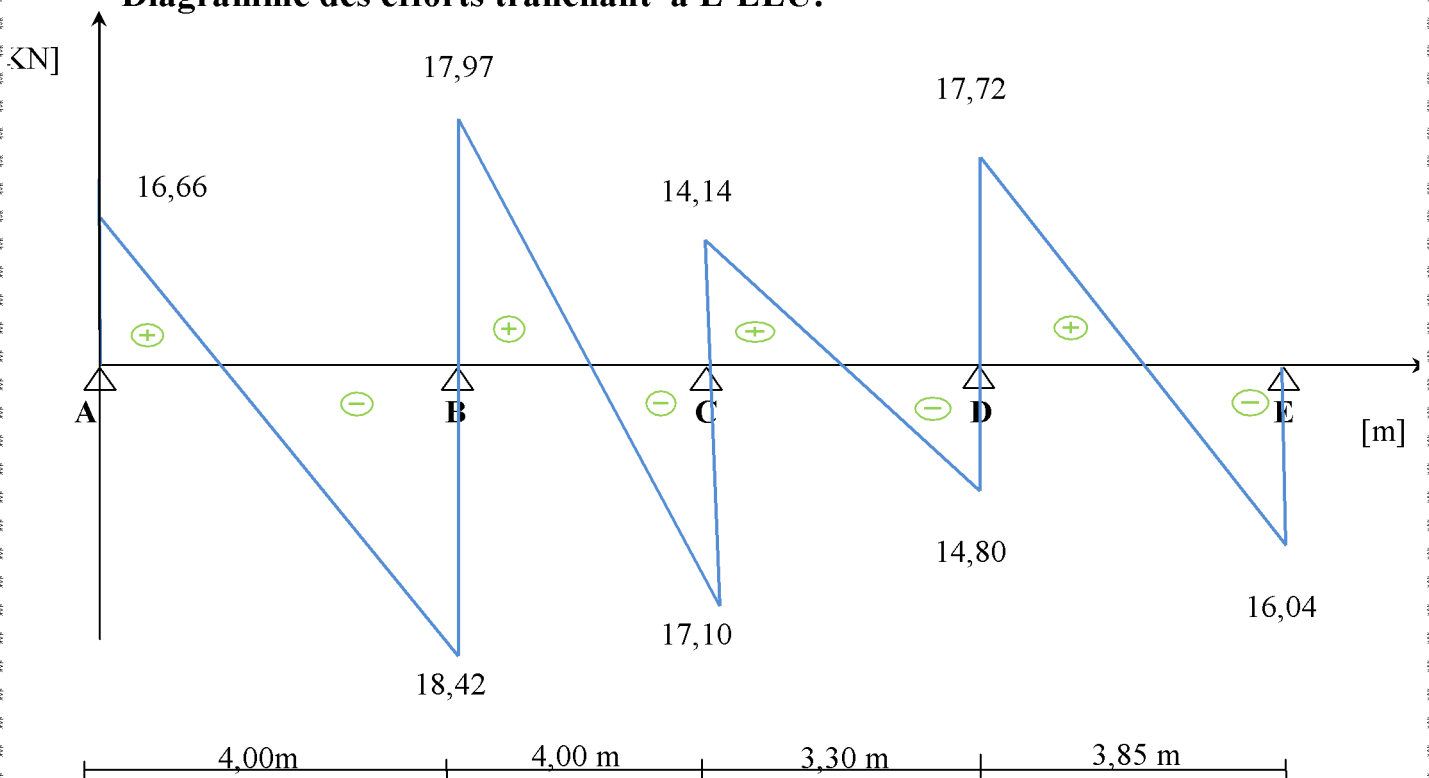
Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de la travée considérée.

➤ à L'ELU : $q_u = 8,77 \text{ KN/ml}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L (m)	4,00	4,00	3,30	3,85
M_w (KN.m)	5,26	8,77	7,02	8,12
M_e (KN.m)	8,77	7,02	8,12	4,87
T_w (KN)	16,66	17,97	14,14	17,72
T_e (KN)	-18,42	-17,10	-14,80	-16,04

-Diagramme des efforts tranchant à L'ELU:



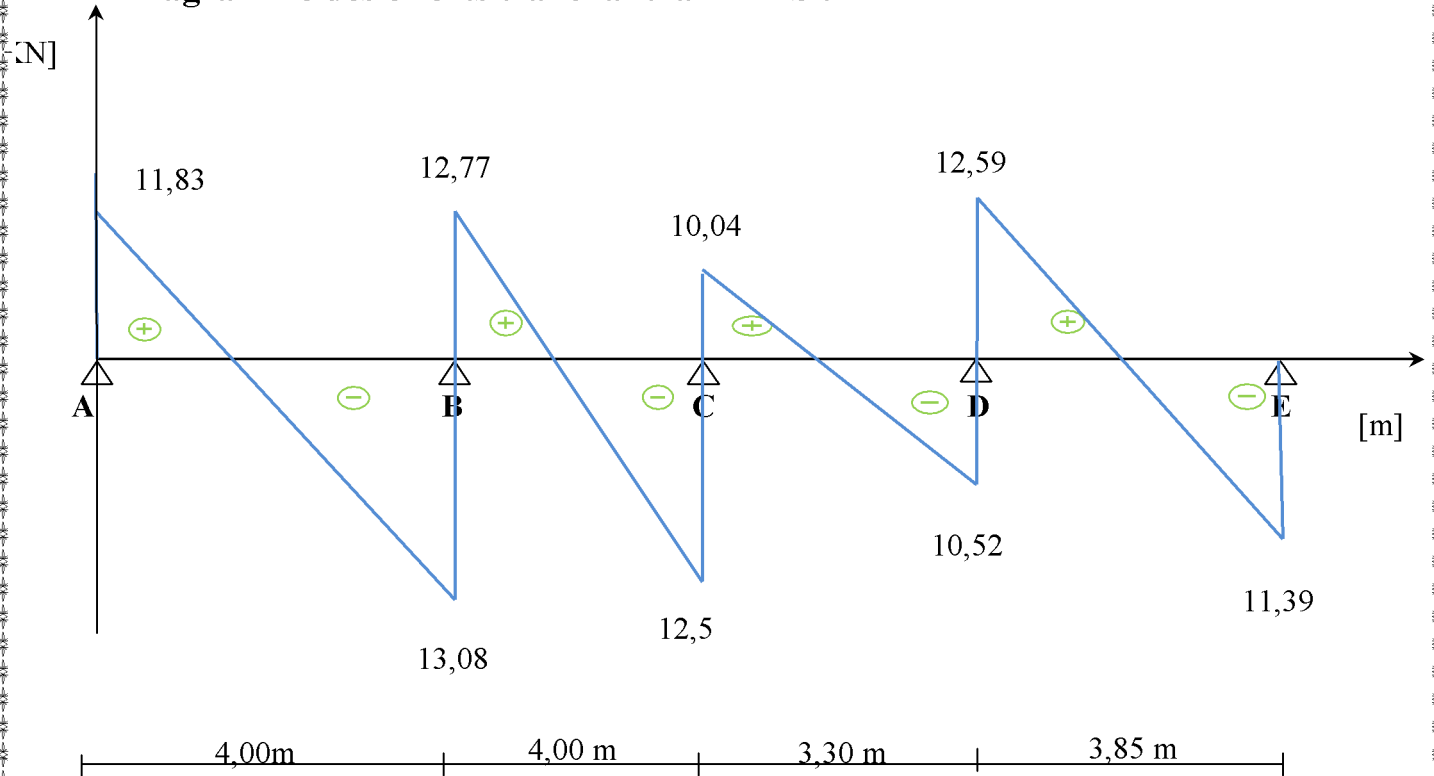
-Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle

➤ à L'ELS : $q_s = 6,23 \text{ KN/ml}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L (m)	4,00	4,00	3,30	3,85
M_w (KN.m)	3,74	6,23	4,98	5,77
M_e (KN.m)	6,23	4,98	5,77	3,46
T_w (KN)	11,84	12,77	10,04	12,59
T_e (KN)	-13,08	-12,15	-10,52	-11,39

-Diagramme des efforts tranchant à L'ELS :



-Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle

Calcul des armatures:

Le calcul des armatures se fera comme section en T de dimensions suivantes :

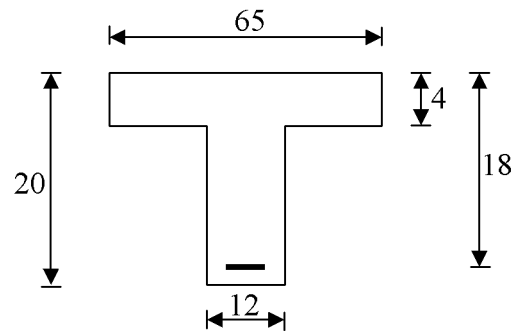
h : Hauteur de la section ou épaisseur de la dalle (20cm)

h₀ : Hauteur de la table de compression (4cm)

b : Largeur de la table de compression (65cm)

b₀ : Largeur de la poutrelle (12cm)

d : Hauteur utile (18cm)



1-à l'ELU

Les moments sur appuis et en travée sont comme suite :

$M_{amax}=8,77[KN.m]$

$M_{tmax}=13,15[KN.m]$

1.1-Armatures longitudinales

En travée :

Moment équilibré par la table

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 [\text{KN.m}]$$

$M_t > M_{t\max} \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul sera conduit comme pour une section rectangulaire de section (bxh)

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13,15 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,15 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 2,146 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{T}10 = 2,37 [\text{cm}^2]$$

Aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18$ et de largeur $b_0=12$ [cm].

$$M_{a\max} = 8,77 [\text{KN.m}].$$

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{8,77 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,158.$$

$$\mu = 0,158 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,158 \rightarrow \beta = 0,914$$

$$A_a = \frac{M_{a\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{8,77 \times 10^3}{0,914 \times 18 \times 348} = 1,532 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{T}10 + 1\text{T}10 \text{ chapeau} = 1,58 [\text{cm}^2]$$

Calcul des armatures transversales : (BAEL91, modifié 99, Art 7.2.2)

On doit avoir pour les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi l\right) \quad \text{Avec :}$$

Φ_t : Diamètre de la barre (étrier)

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0=12\text{cm}$)

h : Hauteur de la poutrelle ($h=20\text{cm}$)

Φl : Le plus grand diamètre des aciers longitudinaux (14mm).

AN :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.57\text{cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2\text{cm} \\ \Phi l = 1.4\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\Phi t \leq \min(0.57; 1.2; 1.4) \text{cm} \Rightarrow \Phi t = 0.57\text{cm}$$

On prend $\phi.t = 8\text{mm}$.

$$A = \frac{2\pi\phi^2}{4}$$

$$A = \frac{2 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 1,00\text{cm}^2$$

Soit : $At = 2\Phi 8 = 1,00\text{cm}^2$ (un étrier de $\Phi 8$).

Calcul des espacements : (BAEL91, mod99, ArtA1.2.2).

$$St \leq \min(0.9d.40\text{cm})$$

$$St \leq (16.2, 40)\text{cm}$$

$$St \leq 16.2\text{cm}$$

On prend : $St = 15\text{cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{At.f_e}{b_0.St} \geq 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} \geq 0,4\text{MPa} \quad 2,22 > 0,4\text{MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

Les vérifications à l'ELU :**Condition de non fragilité : (BAEL91, A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Aux appuis : $A_a = 1.14 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2$. \Rightarrow Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 2.26 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2$. \Rightarrow Condition vérifiée.

Vérification de L'effort tranchant :

Fissuration non préjudiciable :

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

➤ **Appuis de rive :**

$$T_u = 16,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{16,66 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,77 \text{ MPa} < 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$T_u = 18,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{18,42 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,85 \text{ MPa} < 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis : (BAEL91/Art5.1.313)

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

Avec:

$a = 0,9 \cdot d$: Longueur d'appui de la bielle

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3} = 129,6 \text{ [KN]}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 16,66 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$T_{\max} = 18,42 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (BAEL 91 A5.1.321).

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

➤ **Appuis intermédiaire:**

$V_u = T_{\max} = 18,42 \text{ KN}$; $M_u = 8,77 \text{ KN.m}$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(18,42 + \frac{8,77}{0,9 \times 0,18} \right) = 2,08 \text{ cm}^2$$

$1,14 < 2,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Appuis de rive:**

$V_u = T_{\max} = 16,66 \text{ KN}$; $M_u = 5,26 \text{ KN.m}$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(16,66 + \frac{5,26}{0,9 \times 0,18} \right) = 1,41 \text{ cm}^2$$

$1,14 < 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau = \frac{T_{\max} (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

$$\tau = \frac{18,42 \times (650 - 120) \times 10^3}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,16 [\text{MPa}]$$

$\tau = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion:

Il n'y a pas lieu de prévoir une section supplémentaire.

Vérification de l'adhérence au niveau des appuis : (BAEL91 Art A.6.1.21)

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

$$\bar{\sigma}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\left. \begin{array}{l} \psi_s = 1.5 \dots HA \\ \psi_s = 1.0 \dots RL \end{array} \right\}$$

Donc : $\bar{\sigma}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{se} = \frac{T}{0.9d \sum ui}$$

T : effort tranchant max $T = 18,42 \text{ KN}$.

$\sum ui$: Périmètre utile des barres.

$$\sum ui = n\phi.\pi = 1 \times 1.2 \times 3.14 = 3.768 \text{ cm}$$

$$\sigma_{se} = \frac{18,42 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 3,02 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{se} = 3,02 < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Avec :

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime
- $\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres

Calcul de la longueur de scellement droit (Art.A.6.1-221_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 [\text{cm}]$$

On prend $\rightarrow L_s = 45 [\text{cm}]$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 [\text{MPa}].$$

A défaut du calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes :

$L_s = 40 \times \emptyset$ pour les aciers à haute adhérence FeE 400de Ψ_s au moins égal à 1,5

-Vérification à l'ELS :

-Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS

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 (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6,23}{8,77} = 0.71$$

Les moments en travée:

$$M_{tAB} = 13,15 \times 0,71 = 9,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 12,28 \times 0,71 = 8,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 11,37 \times 0,71 = 8,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 12,18 \times 0,71 = 8,65 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis:

$$M_A = 3,74 \times 0,71 = 2,65 \text{ KNm.}$$

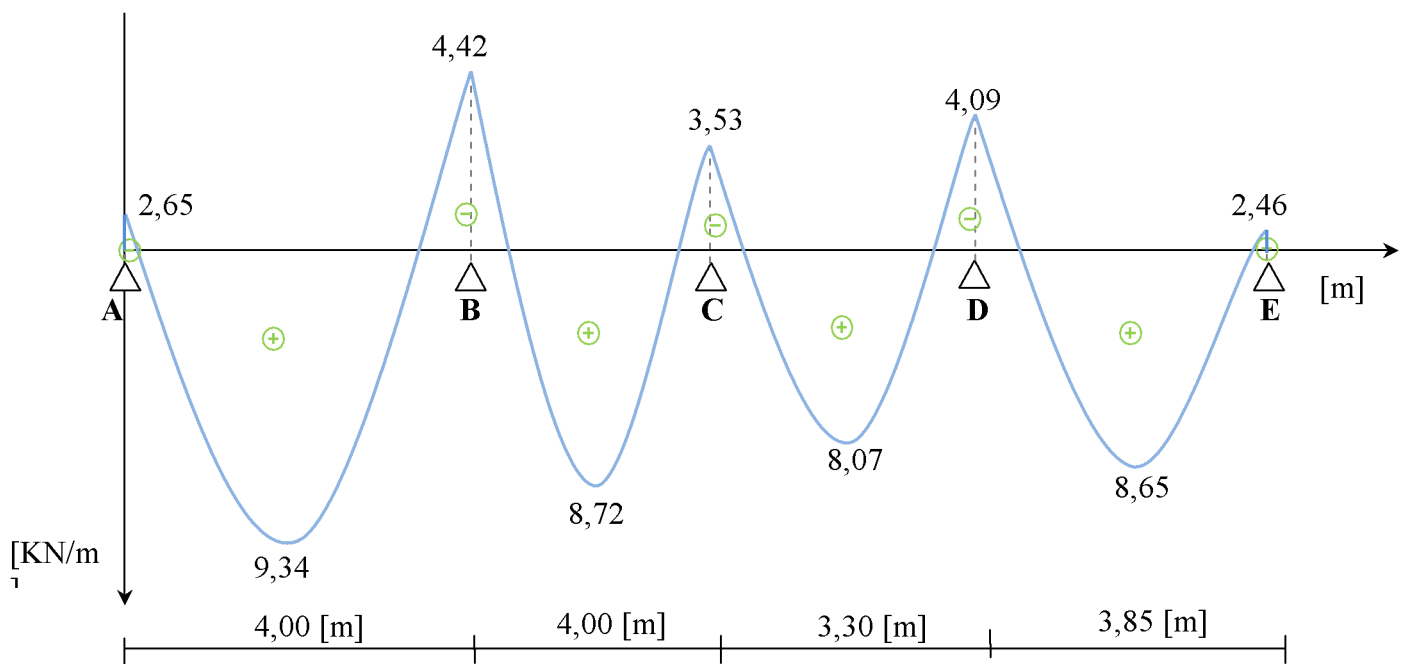
$$M_B = 6,23 \times 0,71 = 4,42 \text{ KNm.}$$

$$M_C = 4,98 \times 0,71 = 3,53 \text{ KNm.}$$

$$M_D = 5,77 \times 0,71 = 4,09 \text{ KNm.}$$

$$M_E = 3,46 \times 0,71 = 2,46 \text{ KNm.}$$

-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :



-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Efforts tranchant à l'ELS :

Travée (A-B) :

$$T_A = 16,66 \times 0,71 = 11,83 \text{ KN}$$

$$T_B = -18,42 \times 0,71 = -13,08 \text{ KN}$$

Travée (B-C) :

$$T_B = 17,97 \times 0,71 = 12,76 \text{ KN}$$

$$T_C = -17,1 \times 0,71 = -12,14 \text{ KN}$$

Travée (C-D) :

$$T_C = 14,14 \times 0,71 = 10,04 \text{ KN}$$

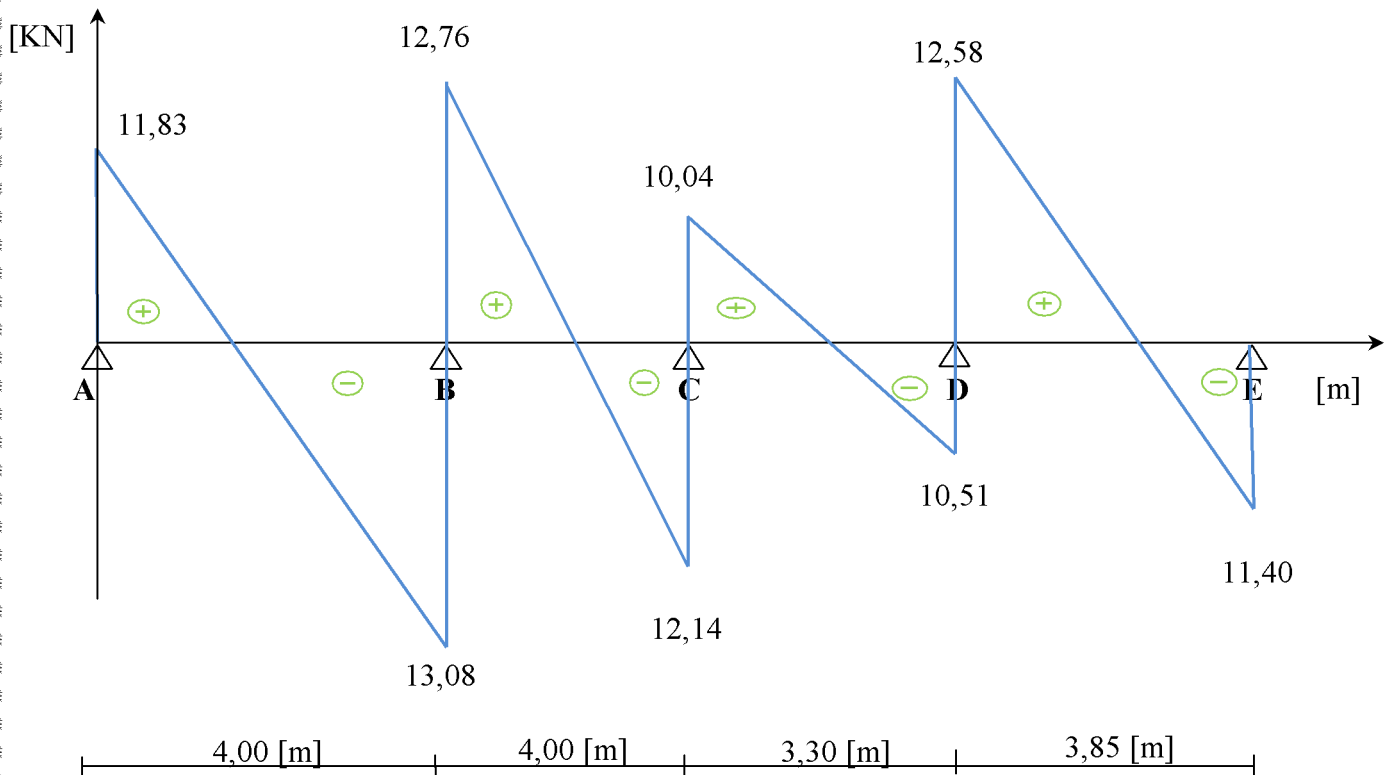
$$T_D = -14,80 \times 0,71 = -10,51 \text{ KN}$$

Travée (D-E) :

$$T_D = 17,72 \times 0,71 = 12,58 \text{ KN}$$

$$T_E = -16,04 \times 0,71 = -11,40 \text{ KN}$$

-Diagramme des efforts tranchant à l'ELS :



-Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

K_1 et β_1 : sont en fonction de $\rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d}$

✓ **Contrainte dans l'acier : (σ_s)**

• **En travée :**

$$M_t^{\max} = 9,34 \text{KN.m}, A = 2.26 \text{cm}^2; d = 18 \text{cm}; b_0 = 65 \text{cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1,05$$

$$\rho_1 = 1,05 \rightarrow \beta_1 = 0,858 \text{ et } K_1 = 20,21$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{9,34 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2.26} = 267,595 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 6,23 \text{KN.m}, A = 1,54 \text{cm}^2; d = 18 \text{cm}; b_0 = 65 \text{cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \rightarrow \beta = 0,877 \text{ et } K_1 = 25,65$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times A_a} = \frac{6,23 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,54} = 256,268 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton : (σ_{bc})**

La fissuration est peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivant :

• **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{267,595}{20,21} = 13,24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{256,268}{25,65} = 9,991 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les vérifications étant satisfaites, les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation : (BAEL 91ART B.68.4.24)

D'après les règles du BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant ne pas justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

h : hauteur totale de la section droite ($h=20\text{cm}$).

L : portée de la plus longue travée dans le sens considéré ($L = 4.00 \text{ m}$)

M_0 : moment isostatique de la travée considérée

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ Condition non vérifiée
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{9,34}{10 \times 12,46} = 0,075 \rightarrow$ Condition non vérifiée
3. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{18 \times 12} = 0,01 = \frac{4,2}{400} = 0,01 \rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

Donc la justification de la flèche est obligatoire.

-Calcul de la flèche :

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I f_v} < \frac{L}{500}$$

$$f_i = \frac{M_s L^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$$

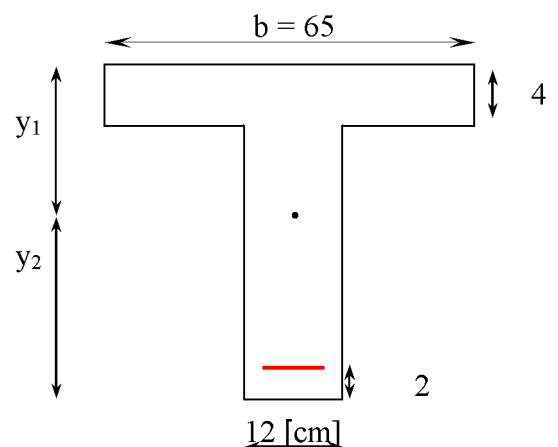
E_v : Module de déformation différé

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$



$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,26 \times 18) = 3434,2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b_0 \times (h - h_0) + (b \times h_0) + 15 \times A_t = 12 \times (20 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 2,26) = 485,9 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rightarrow y_1 = \frac{3434,2}{485,9} = 7,07 \text{ [cm]}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,07 = 12,93 \text{ [cm]}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,07^3 + 12,93^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,07 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2,26 \times (12,93 - 2)^2$$

$$I_0 = 19842,342 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \quad \rho = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,01 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 4,11$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,64$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 189,56 + 2,1} = 0,65$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fi} = \frac{1,1 \times 19842,342}{1 + 4,11 \times 0,65} = 5944,866 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times 19842,342}{1 + 1,64 \times 0,65} = 10564,655 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_i = \frac{9,34 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 5944,866} = 0,78 \text{ [cm]}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ [cm]} \quad f_i < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{9,34 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 10564,655} = 1,31 \text{ [cm]}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ [cm]}$$

La flèche n'est pas vérifiée pour 2HA12, alors on augmente le ferrailage à 2HA14 et on refait

Contrainte dans l'acier : (σ_s)

$$M_t^{\max} = 9,34 \text{ KN.m}, A = 2,26 \text{ cm}^2; d = 18 \text{ cm}; b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3,08}{12 \times 18} = 1,42$$

$$\rho_1 = 1,42 \rightarrow \beta_1 = 0,842 \text{ et } K_1 = 16,65$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{9,34 \times 10^3}{0,842 \times 18 \times 3,08} = 200,08 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 3,08 \times 18) = 3655,6 \text{ [cm}^3\text{]}$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b_0 \times (h - h_0) + (b \times h_0) + 15 \times A_t = 12 \times (20 - 4) + (65 \times 4) + (15 \times 3,08) = 498,2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rightarrow y_1 = \frac{3655,6}{498,2} = 7,34 \text{ [cm]}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,34 = 12,66 \text{ [cm]}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,34^3 + 12,66^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,34 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3,08 \times (12,66 - 2)^2$$

$$I_0 = 21276,08 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3,08}{12 \times 18} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,014 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 2,94$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,17$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 189,56 + 2,1} = 0,71$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{f_i} = \frac{1,1 \times 21276,08}{1 + 2,94 \times 0,71} = 7580,38 [\text{cm}^4]$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad I_{f_v} = \frac{1,1 \times 21276,08}{1 + 1,176 \times 0,71} = 112754,33 [\text{cm}^4]$$

$$f_i = \frac{9,34 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 7580,38} = 0,61 [\text{cm}]$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 [\text{cm}] \quad f_i < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$f_v = \frac{9,34 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 112754,33} = 0,12 [\text{cm}]$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 [\text{cm}]$$

Mais si des étais intermédiaires sont prévus lors de l'exécution des travaux, on peut associer un supplément de rigidité résultant de la présence du corps creux pour une réduction de la flèche totale estimée à 20% pour $h_t \leq 20$ (Art.B.6.8-424_B.A.E.L.91_modifié.99)

$$f_v = 0,12 - \frac{0,12 \times 20}{100} = 0,09 [\text{cm}] \rightarrow f_v < \bar{f} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



CHAPITRE IV

Modélisation et vérification du RPA

IV.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 38 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

c) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable surtout dans les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour 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.

IV.3) Modélisation :

IV.3.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.3.2) Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.3.3) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.3.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

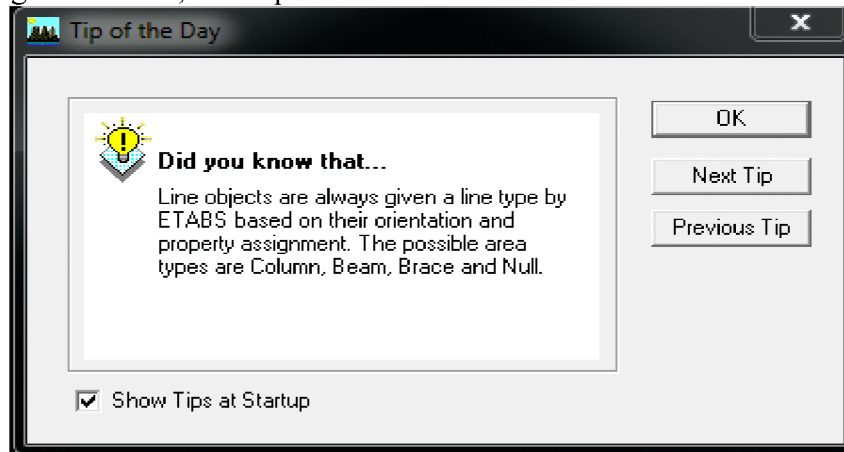
Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône d'*ETABS* (**fig. V.1**)



figIV.1) Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



figIV.2) fenêtre de dialogue.

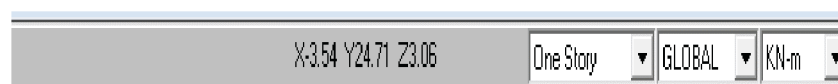
IV.3.5) Etapes de modélisation :

IV.3.5.1) Première étape:

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

a) Choix des unités :

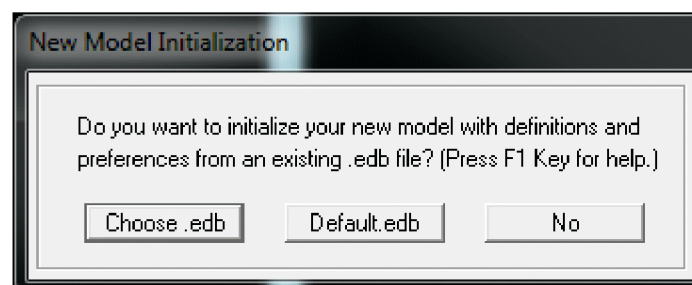
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



figIV.3) Choix des unités

b) Géométrie de base :

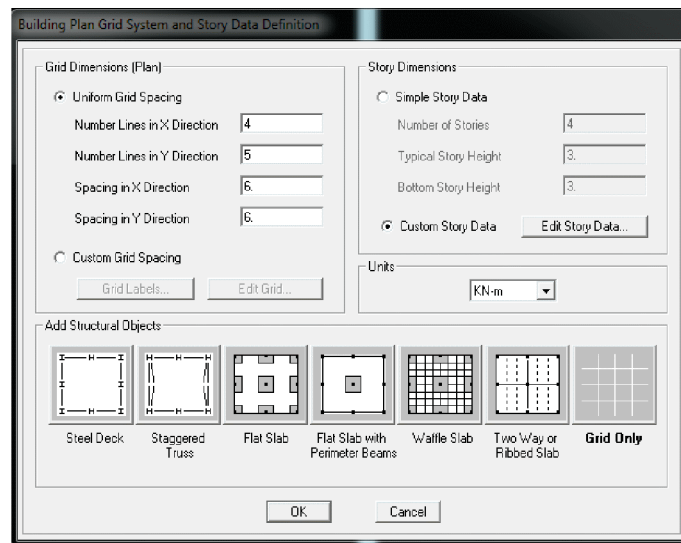
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**



figIV.4) choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

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

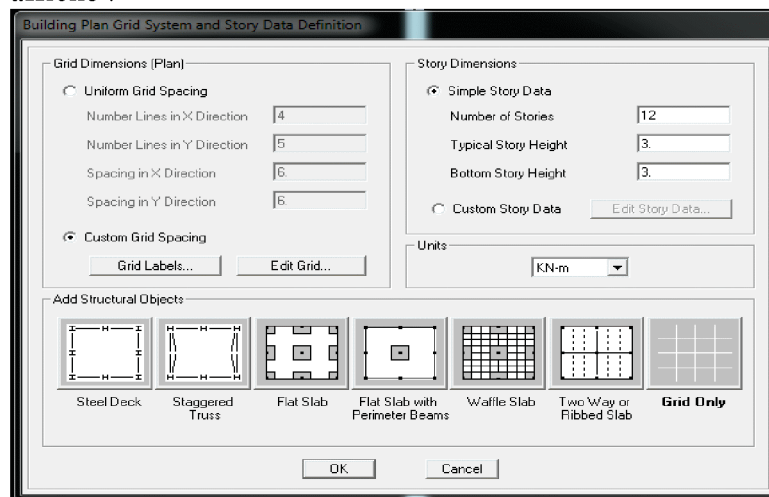


figIV.5) introduction des lignes de grille

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

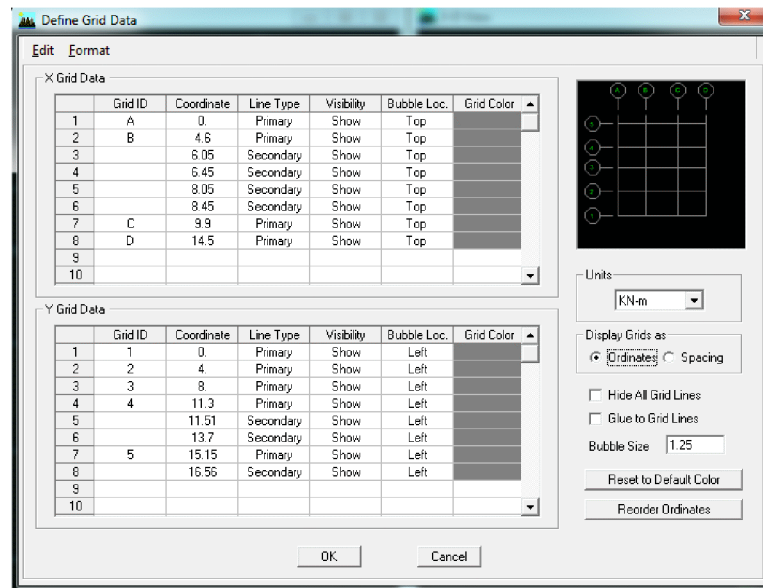
On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :



figIV.5) Introduction le nombre de portiques

puis sur **Edit Grid** .



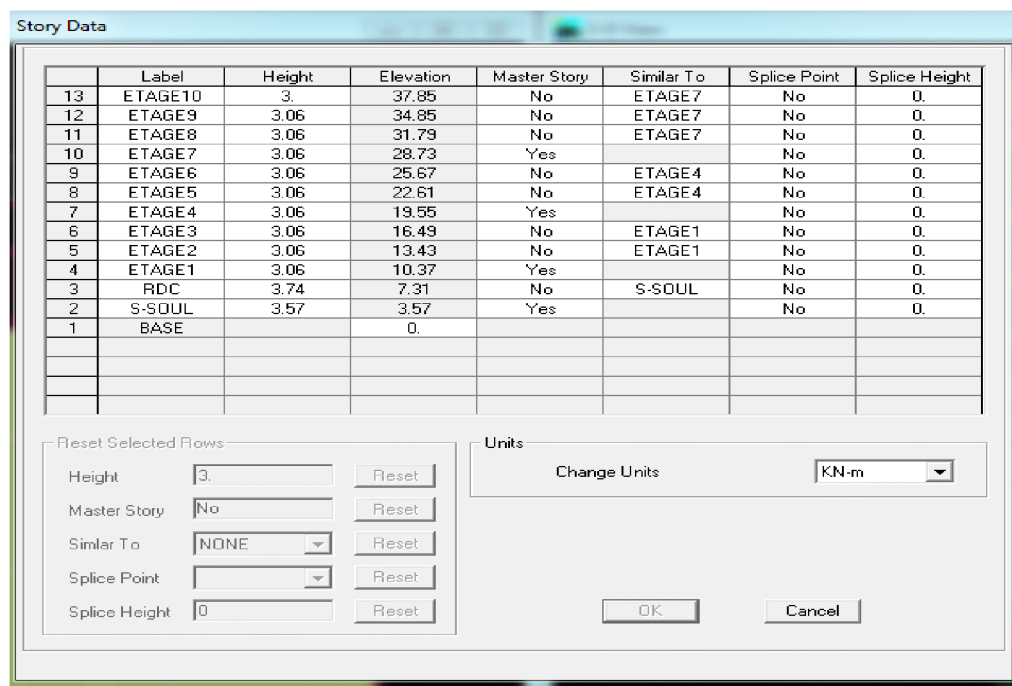
figIV.6) Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis ok

2) On introduit le nombre des niveaux. On clique sur **simplestory data** et on remplit la case **Number of Story** puis en coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :



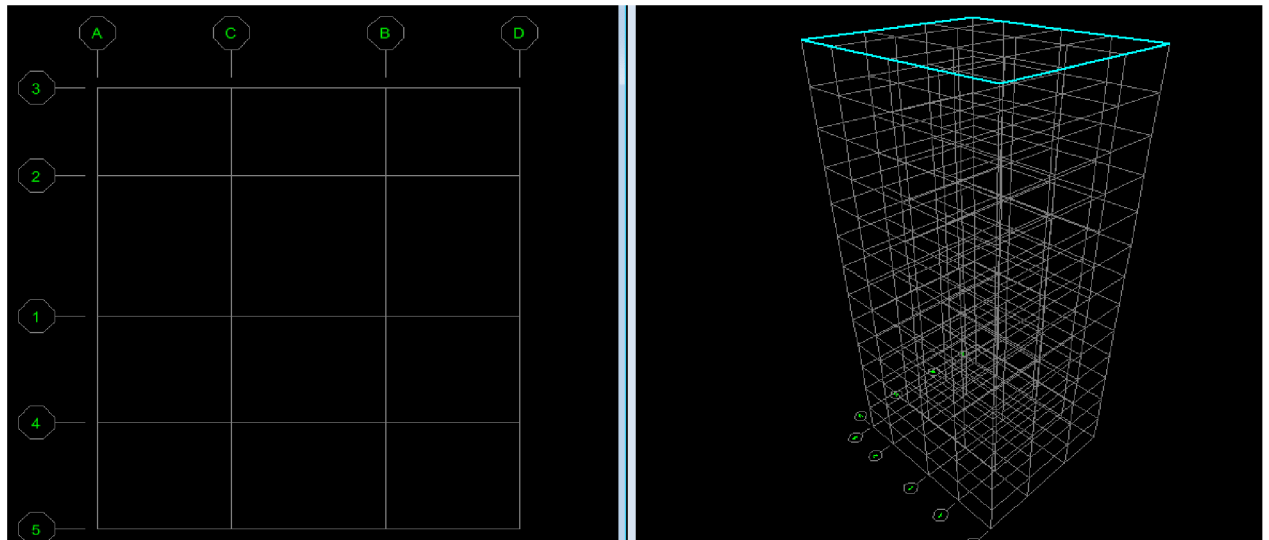
figIV.7) Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur **ok** pour confirmer les données.

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



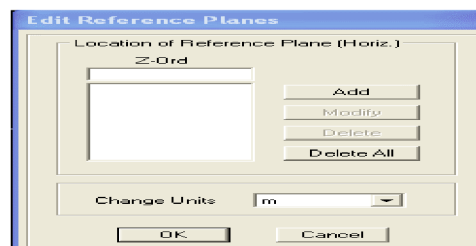
figIV.8) les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

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

- pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.
- pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :




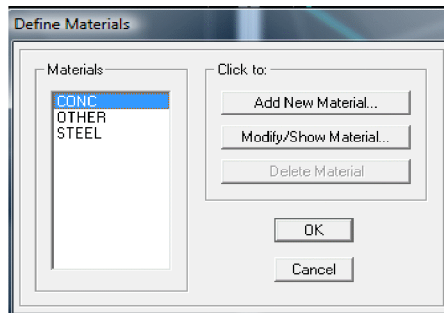
figIV.9) introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

IV.3.5.2) Deuxième étape :

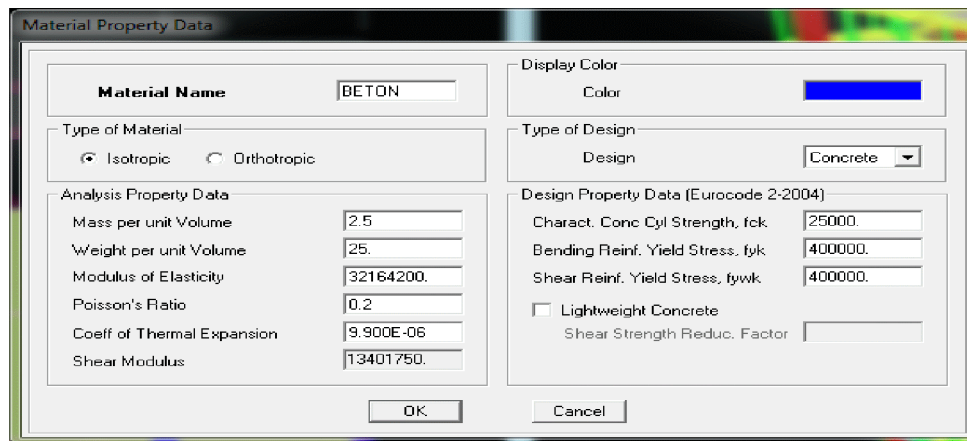
La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  On sélectionne le matériau **CONC**.



figIV.10) définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



figIV.11) définition des propriétés du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour l'utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

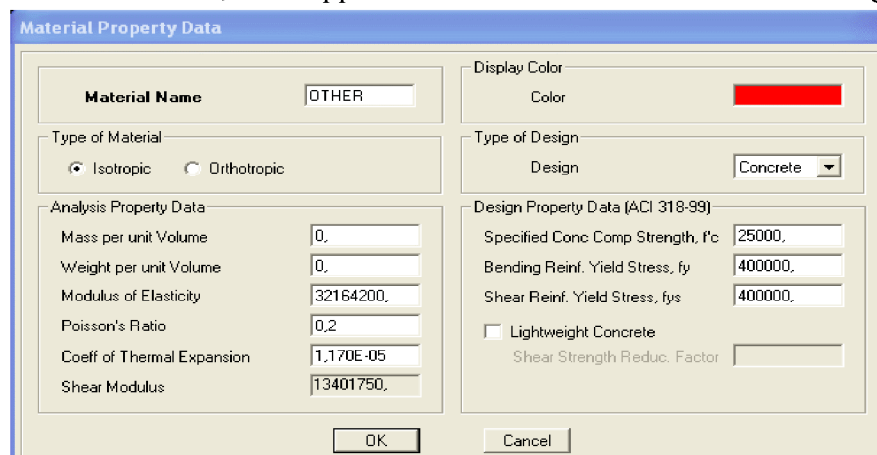


Fig IV.12) définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Remarque :


On a défini deux types de matériaux pour un but:

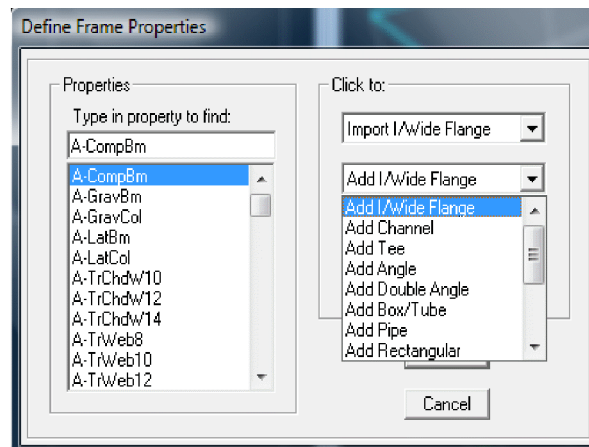
Que l'étabs n'introduit pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parceque dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul du poids propre de la dalle pleine.

IV.3.5.3) Troisième étape :

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

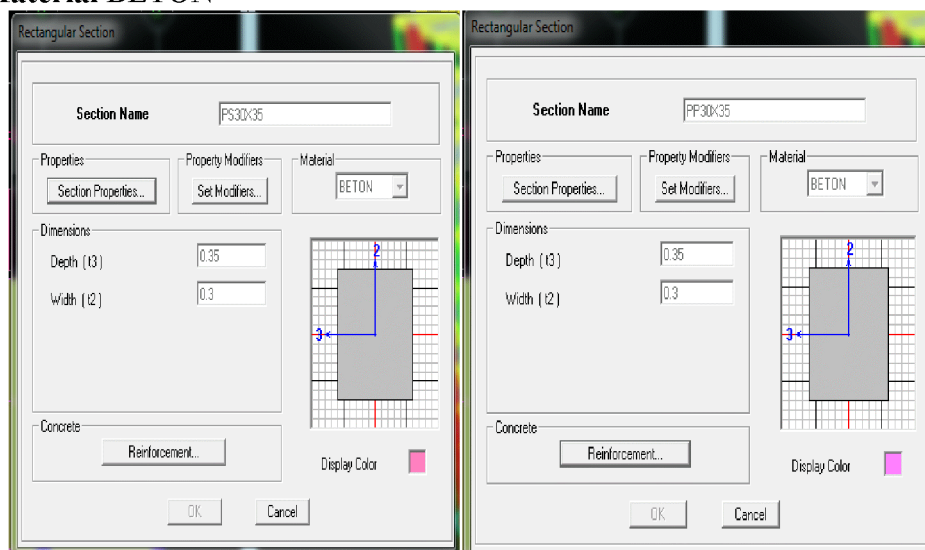
Nous commençons d'abord par les sections des poutres principales (**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.



figIV.13) définition des sections

Et on choisit **Material BETON**



figIV.14) définition des sections rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

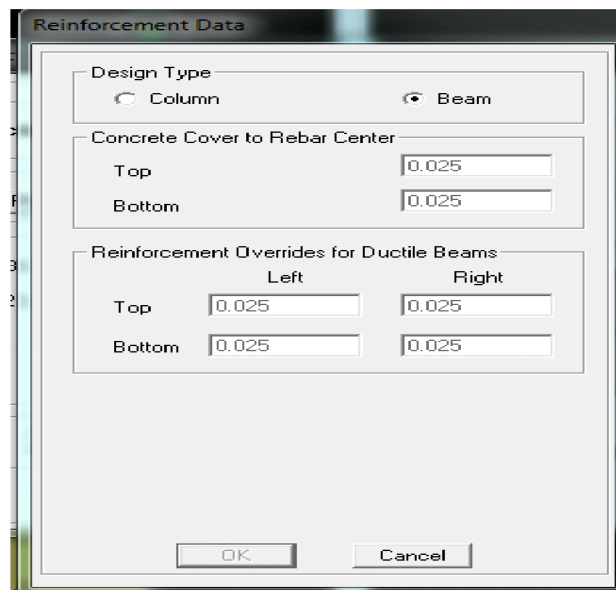


Fig IV.15) choix de la nature de la section et l'enrobage

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

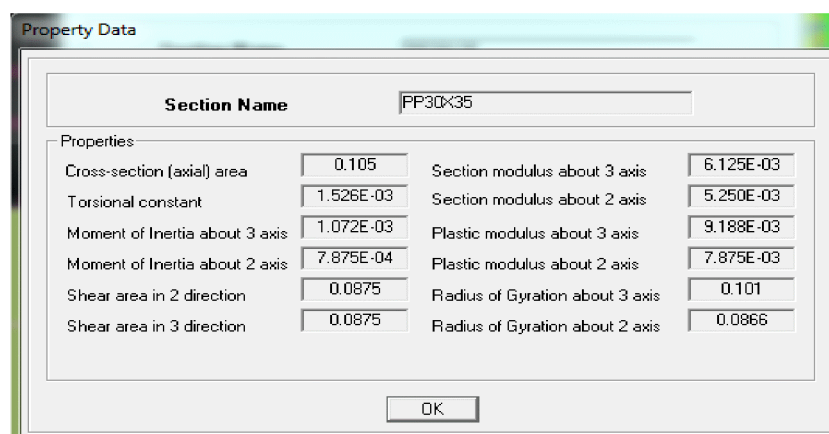

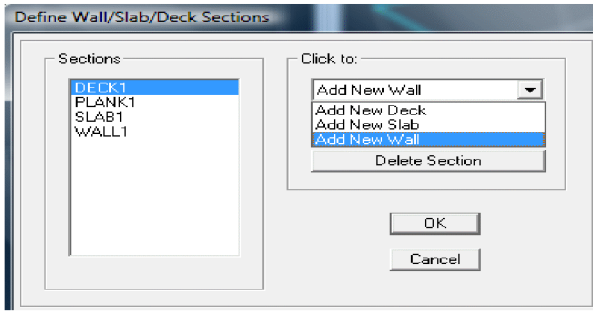


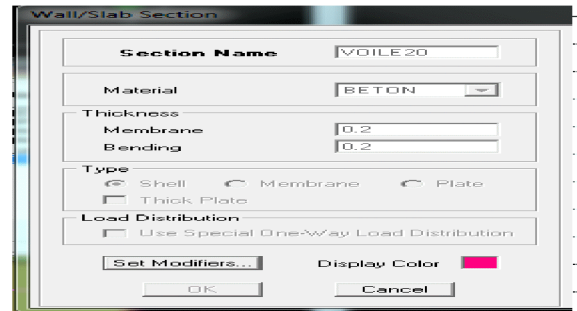
Fig IV.16) propriété de la section à considérer

- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres et poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles, On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



figIV.19) création de nouveau voile



figIV.20) propriétés du voile

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les dalles,

On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

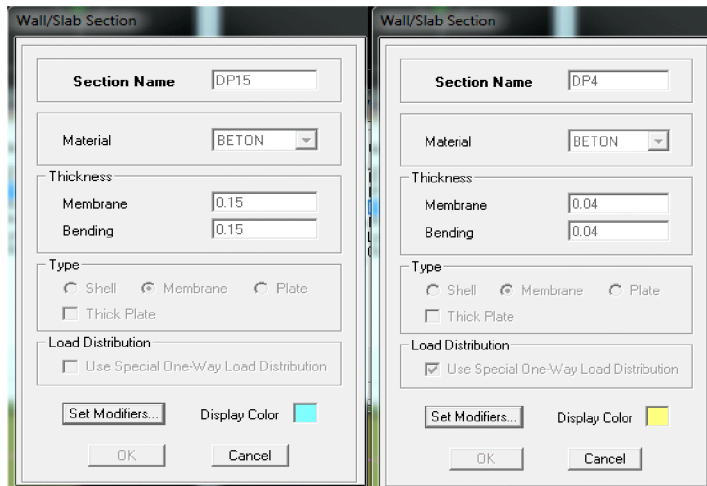



Fig IV.21) propriétés de la dalle fig IV.22) création de nouvelle dalle.

Définir **Material** : OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) **Poutres principales et secondaires:**

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

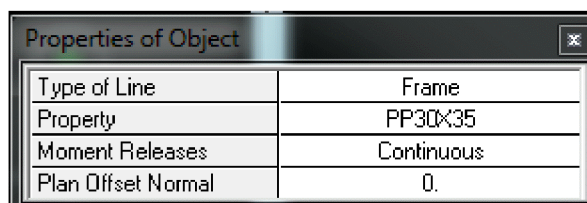



Fig IV.23) création des poutres

b) Les poteaux :

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

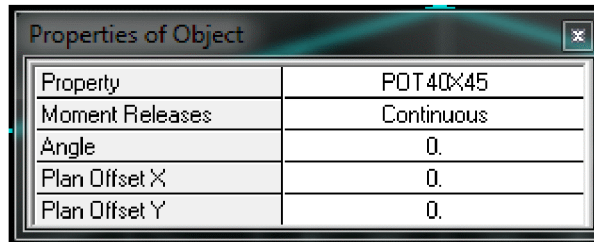

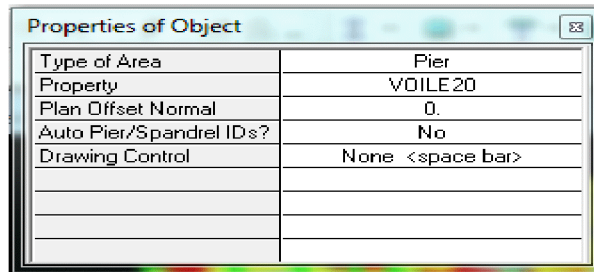


Fig IV.24) création des poteaux


c) Les voiles :

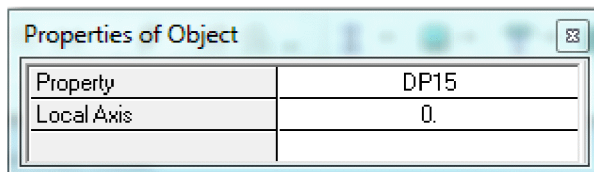
On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



figIV.25)création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.




figIV.26)création des dalles pleines

IV.3.5.4)Quatrième étape :

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

1) Charges statiques (G et Q):

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

➤ **Charges permanentes :**

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

Type : **DEAD** (permanente)

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

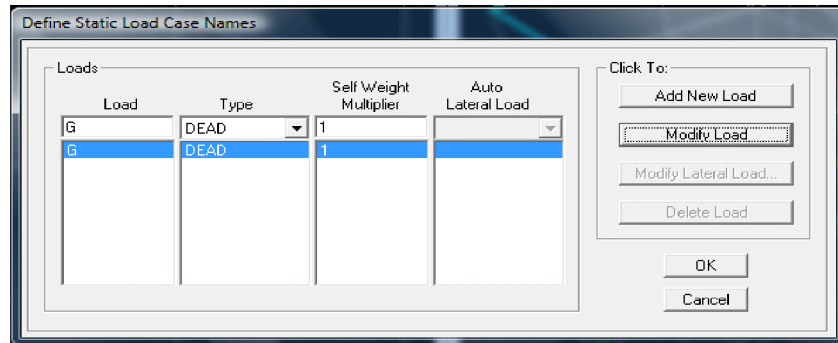


Fig IV.27) nom des charges permanentes

➤ **Surcharges d'exploitation :**

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

Type : **LIVE** (exploitation)

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

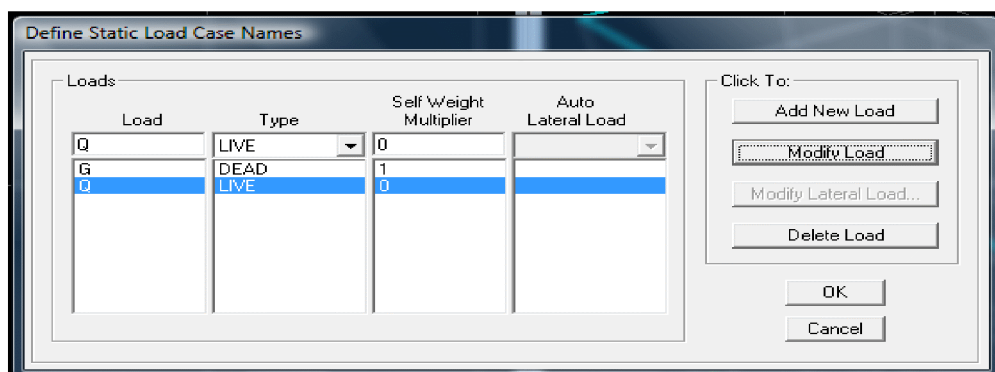



Fig IV.28) nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .
- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
Selon la zone de sismicité (de notre cas IIa) et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)
- **Coeff comportement : 5.**

- Coeff d'amortissement ξ :10%
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q):Q=1.15

$$Q=1+\sum P_q$$

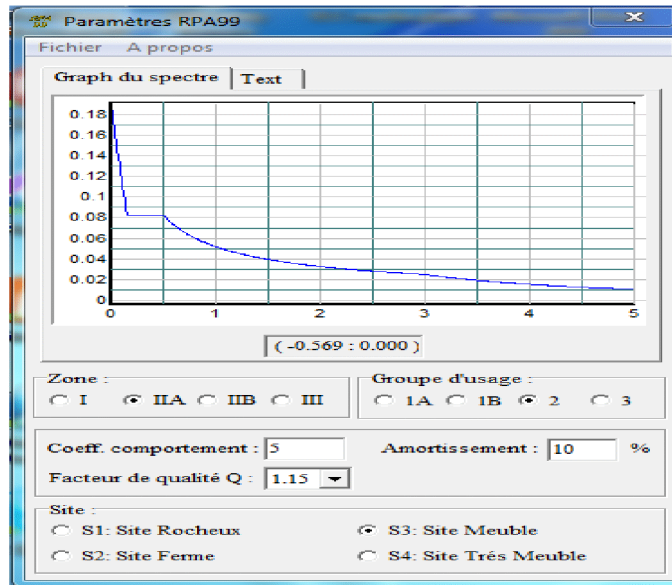



Fig IV.29) le spectre

Après on clique sur **Sauvgarde Fichier Format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

DefineResponse Spectrum Function ou bien  → **Spectrum from file**

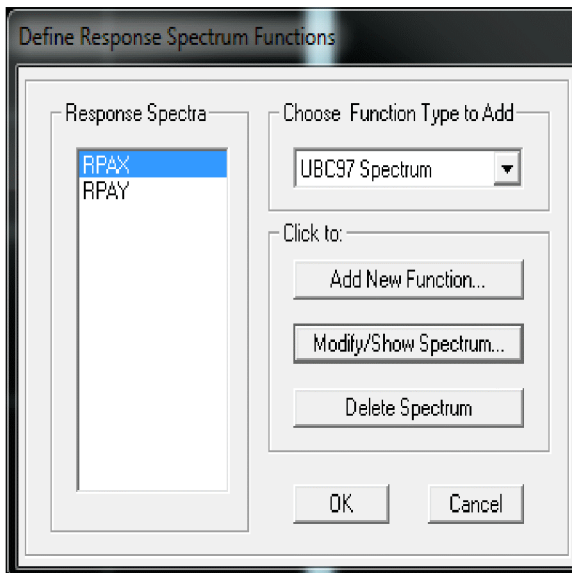


Fig IV.30) définition de spectre

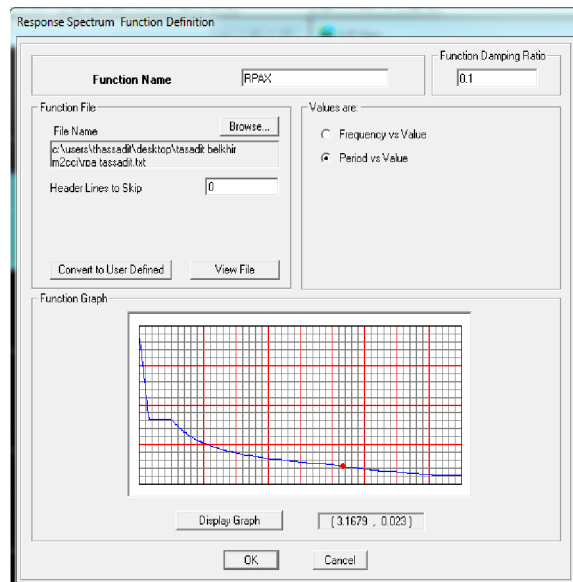


fig IV.31) la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): RPA.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

→ DefineReponsesspectrum cases ou bien  Add New Spectrum

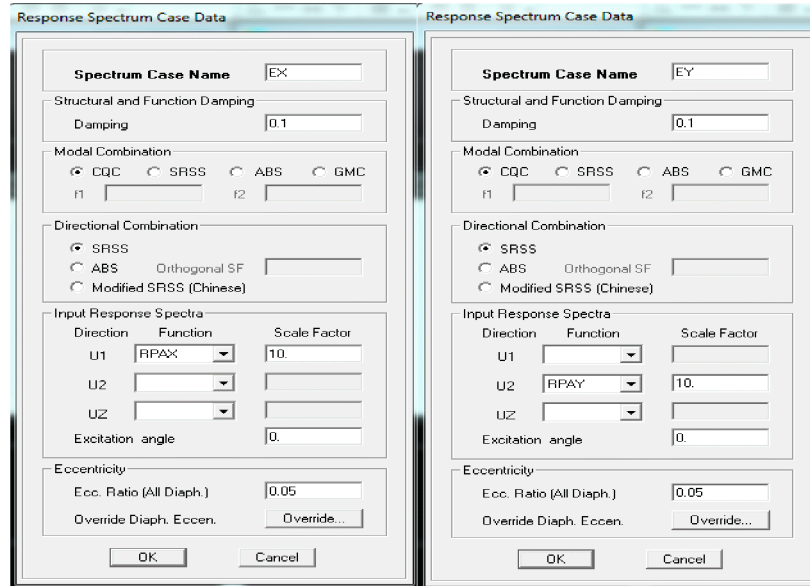


Fig IV.32) ajout de spectre selon x fig IV.33) ajout de spectre selon y

On introduit:

ξ (%) le pourcentage d’amortissement critique qui est égale 0,10 dans la case **Damping**
 Et l’excentricité qui égale a 0,05xL dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph)**.
 Dans la partie **Input responsespectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

IV.3.5.5) 5^{ème} étape : chargement des planchers :

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

Assing Shell/Area **loads Uniform** ou bien 

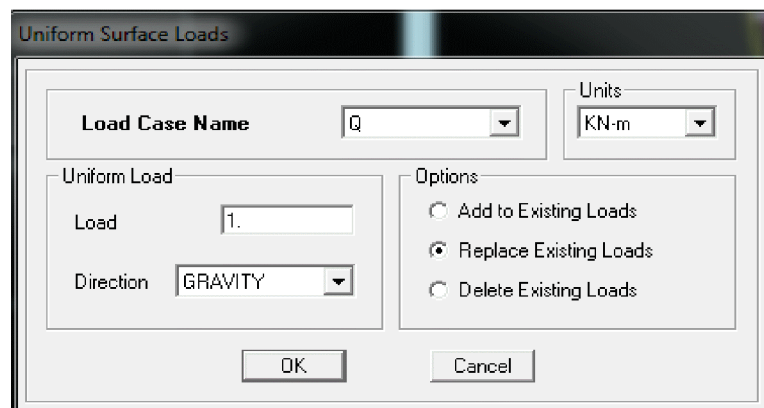


Fig IV.34) la méthode de chargement

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

IV.3.5.6) ^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions :

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

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**


➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

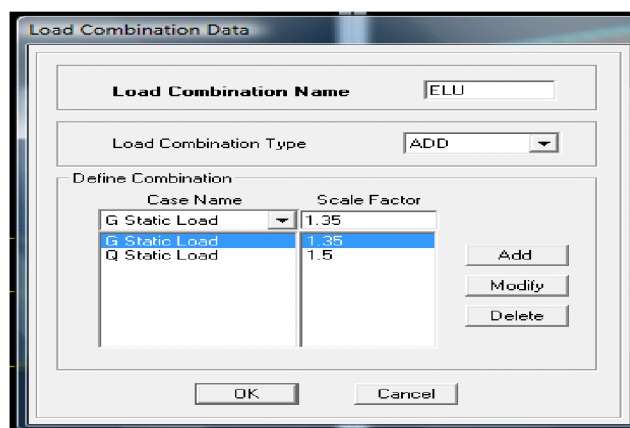
$$\text{GQE} : \begin{cases} G+Q\pm E_X \\ G+Q\pm E_Y \end{cases}$$

$$\text{GQ12E} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2 E_X \\ G+Q\pm 1,2 E_Y \end{cases}$$

$$\text{08GE} : \begin{cases} 0.8G\pm E_X \\ 0.8G\pm E_Y \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations ou bien  → Add New Combo



figIV.35) création des combinaisons


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

IV.3.5.7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

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

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → Joint/point ou bien  → Restraints

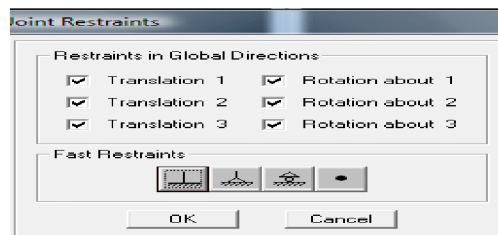


Fig IV.36) encastrement des appuis

➤ **Mass- Source :**

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure

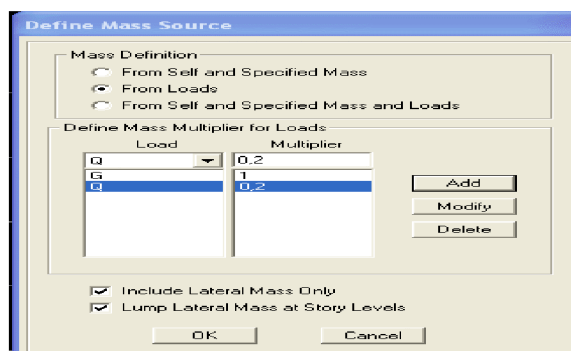


Fig IV.37) le pourcentage de participation des charges

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → Joint/point → Diaphragm ,ou bien  → Add New Diaphragm.

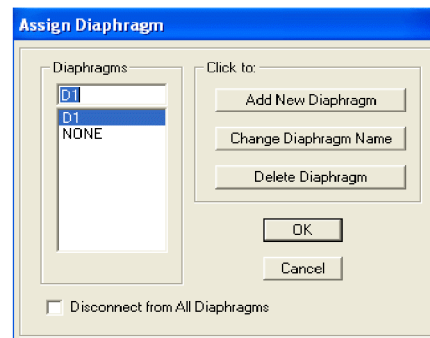


Fig IV.38) spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.5.8) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyzet** on sélectionne **RunAnalysis**.

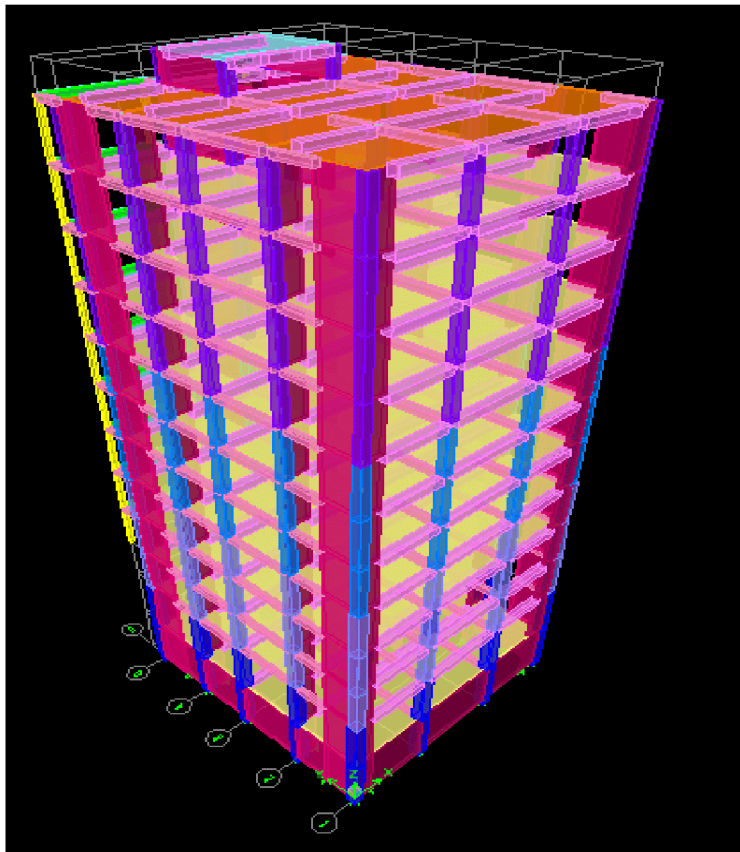


Fig IV.39) schéma final de notre structure en 3D

IV -4 / VERIFICATION AUX RECOMMANDATION S DU RPA

5.7) *Spectre de réponse de calcul :*

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$

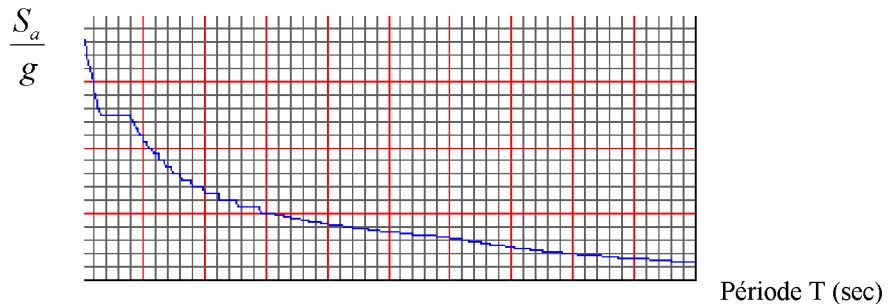


Fig.5.4 Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

A= 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

R= 5 [mixteportique/ voilesavec interaction(RPA 2003 tableau 4.3)].

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

T₁= 0,15sec ; T₂= 0,5 sec. [site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)]

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4).**

Le site :

La zone : zone IIa TIZI OUZOU . (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage** : selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, de bureau dont la hauteur $H = 38 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à *Tizi-ouzou (Zone IIa)*.

❖ **Classification du site** : Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique, **site meuble S3**.

Dépôts de sables et de graviers denses voir (ANNEX I)

❖ **Coefficient de comportement R** : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) $\rightarrow R=5$

❖ **Facteur de qualité** : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4 il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante

Pas de variation de la masse \rightarrow **Condition vérifiée** : $P_{1x} = P_{1y} = 0$

❖ **La régularité en élévation est vérifiée** : $P_{2x} = P_{2y} = 0$

❖ **La régularité en plan est vérifiée** : $P_{3x} = P_{3y} = 0$

❖ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

\rightarrow **Condition vérifiée** : $P_{4x} = P_{4y} = 0$

❖ **Redondance en plan**

\rightarrow **Condition vérifiée** : $P_{5x} = P_{5y} = 0$

❖ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Ces critères sont observés pour les zones IIa, IIb et III :

Donc \rightarrow Condition vérifiée : $P_{6x} = P_{6y} = 0$

Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités dans les deux sens.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	P_q		P	
	Obs.	Nonobs.	Obs.	Nonobs.
1-Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/	0	/
2-Redondance en plan	0	/	0	/
3-Régularité en plan	0	/	0	/
4-Régularité en élévation	0	/	0	/
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/	0	/

Tous les critères sont vérifiés donc : $Q_x = Q_y = 1$

5.8) Nombre de modes à considérer :

- a) 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.
 - ❖ ou 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.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ; T_K la période du mode K.

- Dans notre cas $N=12$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{12}) = 10.39$
Donc $K=11$ nombre de modes.

5.9) Caractéristiques dynamiques de la tour :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.964849	77.6494	0	0	77.6494	0	0
2	0.774769	0.0149	0	0	77.6643	0	0
3	0.74917	0	70.0966	0	77.6643	70.0966	0
4	0.294087	10.6636	0	0	88.3279	70.0966	0
5	0.208256	0.0003	0	0	88.3282	70.0966	0
6	0.192204	0	15.9969	0	88.3282	86.0935	0
7	0.147038	3.841	0	0	92.1692	86.0935	0
8	0.094803	0.5055	0	0	92.6747	86.0935	0
9	0.087925	1.8088	0	0	94.4835	86.0935	0
10	0.082374	0	5.7722	0	94.4835	91.8657	0
11	0.964849	77.6494	0	0	77.6494	0	0

Tableau 5.3 périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 10**

Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le RPA 99V2003:

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_n^{3/4} \right)$$

avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N=38\text{m}$).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA 99 ($C_T=0.05$).

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_f = 0.05 (38)^{3/4} = 0.76\text{s}$$

$$\text{Sens x-x} : T_f = 0.09 \frac{38}{\sqrt{14.8}} = 0.88\text{s}$$

$$\text{Sens y-y} : T_f = 0.09 \frac{38}{\sqrt{15.5}} = 0.86\text{s}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} T_f = T_{\min} = 0.76\text{s}$$

5.10) Combinaison des réponses modales

$$\rhd \mathbf{r} \leq 10 / \left[10 + \sqrt{\xi_i \xi_j} \right]$$

Avec :

$$\mathbf{r} = \mathbf{T}_i / \mathbf{T}_j \quad (\mathbf{T}_i \leq \mathbf{T}_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

\mathbf{E} : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

\mathbf{K} : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\left(|E_1| + |E_2| \right)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

5.11) Caractéristiques géométriques de la Structure :

Vérification de l'excentricité :

Définition : Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique

Etage	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]	
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
E-SOL	296.2637	296.2637	7.25	7.604	7.25	7.583
RDC	207.1469	207.1469	7.25	8.515	7.25	7.62
ETAGE1	196.0284	196.0284	7.25	8.548	7.25	7.672
ETAGE2	235.9607	235.9607	7.25	7.836	7.25	7.707
ETAGE3	232.0603	232.0603	7.25	7.838	7.25	7.737
ETAGE4	228.4877	228.4877	7.25	7.84	7.25	7.767
ETAGE5	228.4877	228.4877	7.25	7.84	7.25	7.796
ETAGE6	224.9774	224.9774	7.25	7.842	7.25	7.825
ETAGE7	221.7949	221.7949	7.25	7.844	7.25	7.858
ETAGE8	221.7949	221.7949	7.25	7.844	7.25	7.892
ETAGE9	221.1387	221.1387	7.25	7.842	7.25	7.927
ETAGE10	199.1062	199.1062	7.25	7.803	7.25	7.962

Tableau 5.2 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A)-Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.Lx$

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (**ex**) : On vérifie que : $ex = CM - CR \leq 5\%Ly$

Suivant le sens Y-Y (**ey**) : On vérifie que : $ey = CM - CR \leq 5\%Lx$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules

Suivantes

$$ex = XCM - XCR$$

$$ey = YCM - YCR$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Etage	ex	5%Lx	Obsevation	ey	5%Ly	Obsevation
E-SOL	0	0.79	Condition vérifiée	0.021	0.775	Condition vérifiée
RDC	0	0.79	Condition vérifiée	0.895	0.775	Condition non vérifiée
ETAGE1	0	0.79	Condition vérifiée	0.876	0.775	Condition non vérifiée
ETAGE2	0	0.79	Condition vérifiée	0.129	0.775	Condition vérifiée
ETAGE3	0	0.79	Condition vérifiée	0.101	0.775	Condition vérifiée
ETAGE4	0	0.79	Condition vérifiée	0.073	0.775	Condition vérifiée
ETAGE5	0	0.79	Condition vérifiée	0.044	0.775	Condition vérifiée
ETAGE6	0	0.79	Condition vérifiée	0.017	0.775	Condition vérifiée
ETAGE7	0	0.79	Condition vérifiée	-0.014	0.775	Condition vérifiée
ETAGE8	0	0.79	Condition vérifiée	-0.048	0.775	Condition vérifiée
ETAGE9	0	0.79	Condition vérifiée	-0.085	0.775	Condition vérifiée
ETAGE10	0	0.79	Condition vérifiée	-0.159	0.775	Condition vérifiée

Tableau7 : Vérification de l'excentricité théorique.

5.12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_t' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la *méthode statique équivalente* (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \quad W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

- ❖ **A** : *coefficient d'accélération de zone*, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0.15$$

- ❖ **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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^2 \left(\frac{3.0}{T}\right)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1=0.15$, $T_2=0.5$ voir le *titre 5.7*.

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

T : donnée par la formule empirique.

T=0.96 sec $\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0$ sec.

Donc :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 = 1.235$$

- ❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

R=5

- ❖ **Q** : facteur de qualité voir le titre 5.7.

Q=1

- ❖ **W** : poids total de la structure

$$W = G + 0.2Q$$

$$W = 28953.69 + 0.2 \times 3840.09$$

$$W = 29721.708 \text{ KN}$$

MSE (RPA 2003)		
<i>Coefficient</i>	A	0.15
	D	1.235
	Q	1
	R	5
<i>forces sismiques</i> <i>V (KN)</i>	1266.367	

Tableau 5.5 la forces sismiques à la base

- **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

<i>forces sismiques KN</i>				vérification	
MSE (V_{max})		ETABS (v_t)		Vt/V	
		E_x	E_y	x	y
x	y	x	y	>0.80	>0.80
1266.367	1266.367	1175.74	1299.64	CV	CV

Tableau 5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

5.13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS

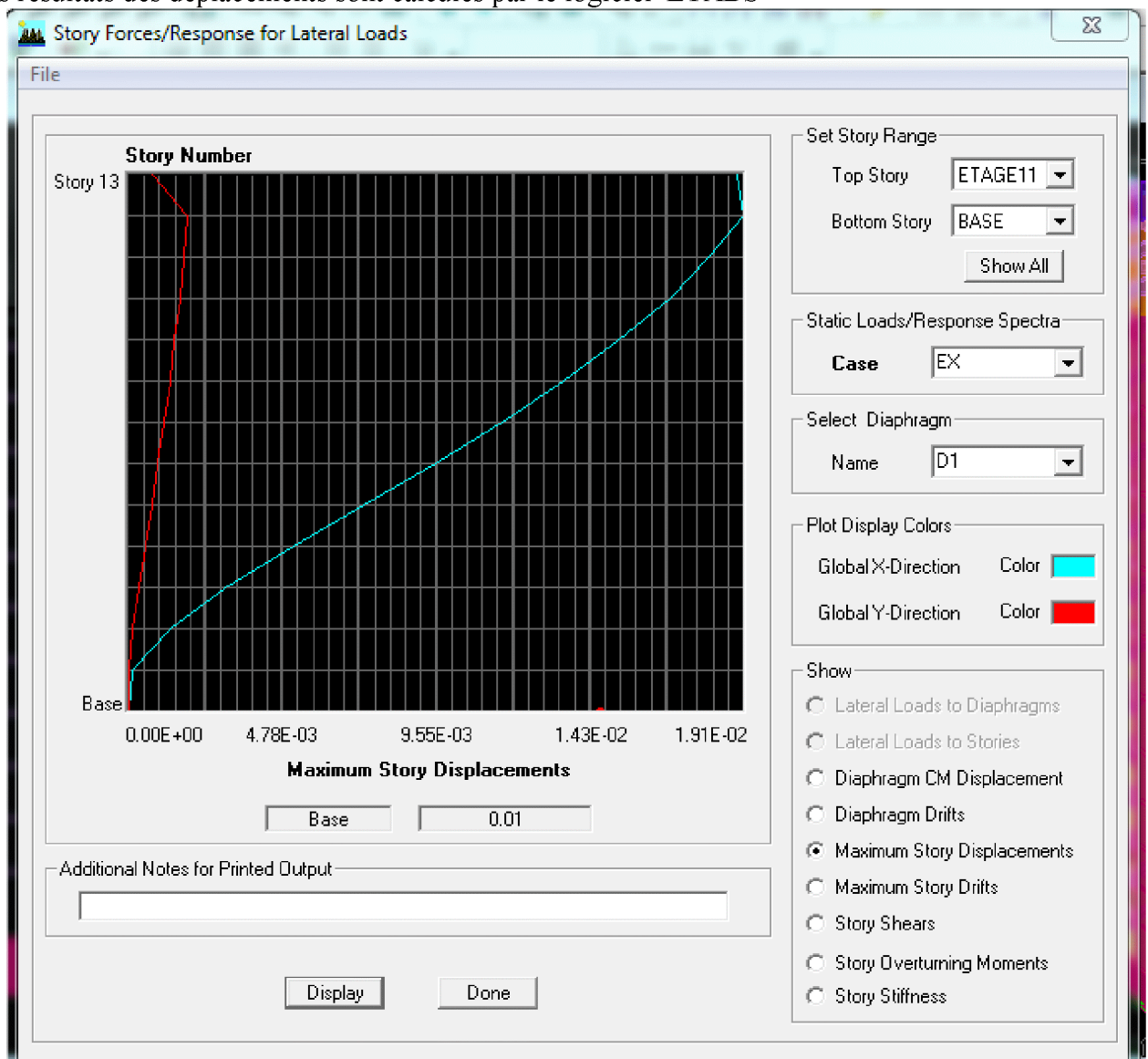


Fig.5.4Vérification des déplacements selon E_x .

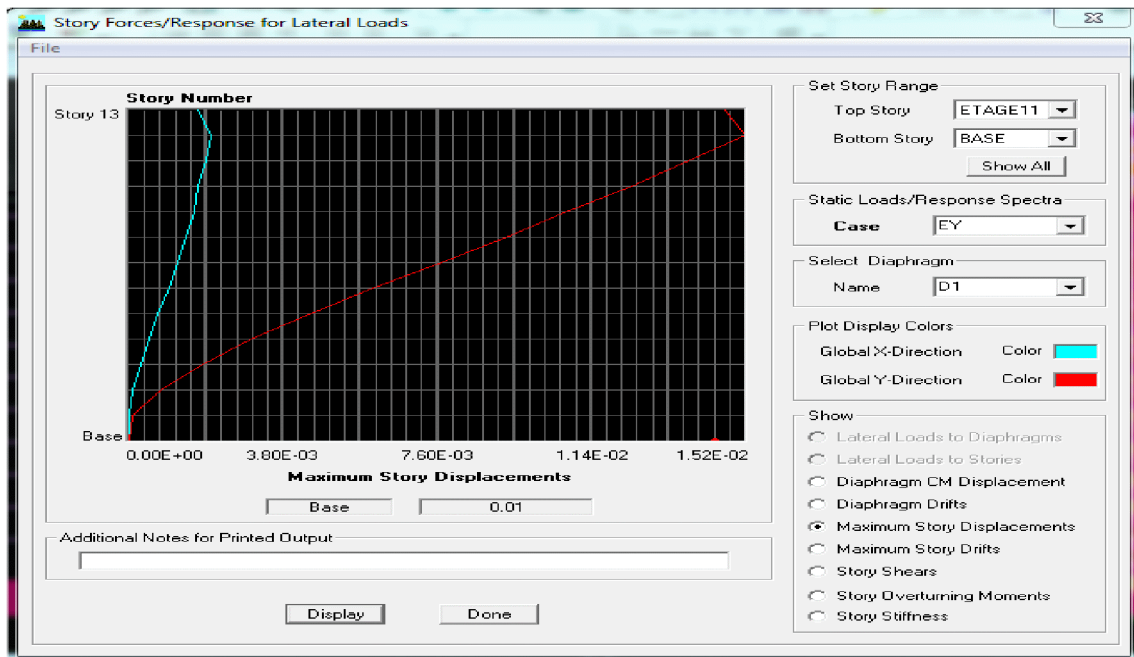


Fig.5.5 Vérification des déplacements selon E_y.

Justification de la sécurité

a. Justification vis-à-vis des déformations

Calcul des déplacements (Art4.43/RPA99)

Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit

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

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion). R: coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k-1» est égal à:

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

D'après le RPA99(Art5.10), 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.

$$\Delta_K \leq \Delta_K = 1\% h_e$$

STORY	$\delta_{ek}(x)$	$\delta_{ek}(y)$	$\delta_k(x)$	$\delta_k(y)$	$\Delta_K(x)$	$\Delta_K(y)$	1%h _e	vérification
ETAGE10	0.017	0.0137	0.085	0.0675	0.005	0.0065	0.03	vérifiée
ETAGE9	0.016	0.0122	0.08	0.061	0.0055	0.0065	0.0306	vérifiée
ETAGE8	0.0149	0.0109	0.0745	0.0545	0.0065	0.007	0.0306	vérifiée
ETAGE7	0.0136	0.0095	0.068	0.0475	0.008	0.007	0.0306	vérifiée
ETAGE6	0.012	0.0081	0.06	0.0405	0.0085	0.007	0.0306	vérifiée
ETAGE5	0.0103	0.0067	0.0515	0.0335	0.0095	0.007	0.0306	vérifiée
ETAGE4	0.0084	0.0053	0.042	0.0265	0.0095	0.007	0.0306	vérifiée
ETAGE3	0.0065	0.0039	0.0325	0.0195	0.0095	0.0065	0.0306	vérifiée
ETAGE2	0.0046	0.0026	0.023	0.013	0.0095	0.0055	0.0306	vérifiée
ETAGE1	0.0027	0.0015	0.0135	0.0075	0.008	0.004	0.0306	vérifiée
RDC	0.0046	0.0026	0.0055	0.0035	0.005	0.003	0.0374	vérifiée
S-SOUL	0.001	0.001	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0357	vérifiée

Tableau 5.6 Vérification les déplacements relatifs

b. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta (Art 5.9/RPA99)

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Delta**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k»

Story	Pk(KN)	Sens xx			Sens yy		
		$\Delta K(x)$	$V_k(x) \times h_k$	θ_x	$\Delta K(y)$	$V_k(y) \times h_k$	θ_y
ETAGE10	2623.85	0.005	638.37	0.02055117	0.0065	810.72	0.02103689
ETAGE9	2325.53	0.0055	1143.58	0.01118454	0.0065	1388.56	0.01088606
ETAGE8	2325.54	0.0065	1578.89	0.00957382	0.007	1853.62	0.00878216
ETAGE7	2325.54	0.008	1955.92	0.0095118	0.007	2258.83	0.00720673
ETAGE6	2394.38	0.0085	2284.81	0.00890762	0.007	2616.88	0.00640483
ETAGE5	2394.39	0.0095	2577.25	0.00882596	0.007	2928.20	0.0057239
ETAGE4	2394.38	0.0095	2835.91	0.00802092	0.007	3189.22	0.00525541
ETAGE3	2470.89	0.0095	3061.37	0.00766763	0.0065	3408.075	0.00471257
ETAGE2	2470.88	0.0095	3243.63	0.00723676	0.0055	3592.99	0.00378232
ETAGE1	2087.85	0.008	3352.04	0.00498288	0.004	3717.65	0.00224642
RDC	2358.28	0.005	4193.02	0.00281215	0.003	4678.10	0.00151233
S-SOUL	3550.2	0.0005	4197.39	0.00042291	0.0005	4639.71	0.00038259

Tableau IV.4 Vérification de l'effet P- Δ .

Remarque: Les effets du second ordre peuvent être négligés.

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 :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

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

$N_d = 1894.48$ KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

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

$f_{c28} = 25$ MPa: la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1894.48 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.60 \times 25} = 0.22 < 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

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.

CHAPITRE V

Ferraillages des éléments structuraux

V.1- Ferrailage des poutres :**V.1.1- Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.1.2-Réglémentation :**Les combinaisons de calcul :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et vérifiées à L'E.L.S. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.5 Q \text{ (E.L.U.)}$$

$$G + Q \text{ (E.L.S.)}$$

$$G + Q \pm E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

$$0.8 G \pm E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

Recommandation de RPA version 2003 :**a. Armatures longitudinales_ (RPA 99 /2003Art .7.5.2.1) :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.87 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40 cm (zone IIa)

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

Disposition constructif :

Conformément au CBA93 annexes E₃ , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieure de second lit , il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :
 - $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
 - $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

B.Armatures transversales (RPA 99 /2003.Art 7.5.2.1) :

La quantité d'armatures minimale et données par : $A_{\min} = 0.003 .S_t .b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12 \varnothing) = 11,5$ en zone nodale .

$S_t \leq h/2 = 22,5$ cm en dehors de la zone nodale (courante).

\varnothing : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

c.Remarque :

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

Délimitation de la zone nodale [RPA 99/2003 Art 7.4.2.1 figure 7.2 zone nodale] :

$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90$ cm.

1. Etapes de calcul des armatures longitudinales

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

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$.

M_u : Moment supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra que les aciers tendus alors : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

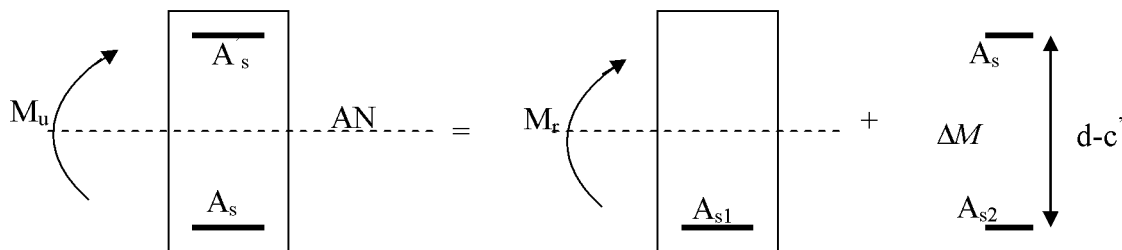
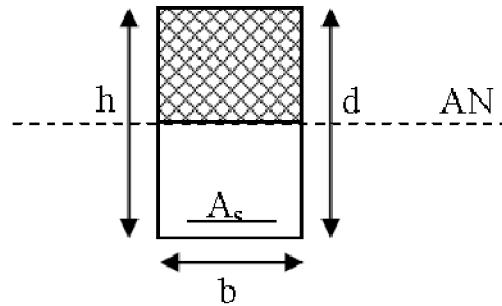
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : **Mr** : moment ultime pour une section simplement armée.

Mu : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

V.1. 3-Calcul des armatures :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis , résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

V.1.3.1.Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{Cas accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 & \text{Cas durable} \end{cases}$$

En distingue deux cas :

Pour les FeE400 et $\gamma_s = 1.15 \rightarrow \mu_l = 0.392$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section doublement armée (SDA)

• **Section sans armatures comprimées (As= 0)**

$$\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A_{st} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \gamma_s = 1.15 \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

• **Section avec armatures comprimées (As' ≠ 0)**

$\mu_b > \mu_l = 0.392$

As : Section d'armatures inférieures tendues

As' : Section d'armatures supérieures comprimées.

$M_u = M_1 + \Delta M$ avec $M_1 = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$ et $\Delta M = M_u - M_1$

Dans ce cas, la section d'armatures sera donc égale à :

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + A_{s'} = \frac{\Delta M}{\sigma_{st} (d - c)}$$

Avec :

$$A_{s'} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c)}$$

Le calcul de la section d'armatures longitudinales pour les différentes poutres de la Structure est résumé dans les tableaux ci-après selon le moment maximal en travée et en appuis pris pour tous les niveaux de la structure :

1. Poutres principales :

	M _{max} KNm	Com b	b mm	d mm	f _{bc} MPa	σ _s MPa	μ	β	A _{min} cm ²	As cm ²	Adopt é cm ²	Ferraillage
Travée	103.39	E.L. U	350	420	14.2	348	0,11 7	0,937	7.88	6,42	9.24	3HA16 + 2HA14
Appuis	166.39	Acc	350	420	18.48	348	0,14 5	0,921	7.88	10,61	12.06	6HA16

-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Le ferrailage adopté pour les poutres principales selon le moment max en travée et en appuis sera donc de :

En travée : $A_{sup} = 3HA16 \text{ (fil)} + 2HA14\text{chapeaux} = 9,24 \text{ cm}^2$
 $A_{inf} = 3HA16 \text{ (fil)} + 2HA14\text{chapeaux} = 9,24 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_{sup} = 3HA16 \text{ (fil)} + 3\text{chapeaux HA16} = 12,06 \text{ cm}^2$
 $A_{inf} = 3HA16\text{(Fil)} + 3\text{chapeaux HA16} = 12,06 \text{ cm}^2$.

2. Poutres secondaires :

	M_{max} KNm	Comb	b mm	d mm	fbc MPa	σ_s MPa	μ	β	A_{min} (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Ferraille ge
Travée	58.138	E.L.U	300	320	14.2	348	0,133	0,911	5.25	4,77	6.03	3HA16
Appuis	85.571	Acc	300	320	18.48	348	0,150	0.898	5.25	7,2	8.29	3HA16 + 2HA12

Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Le ferrailage adopté pour les poutres secondaires selon le moment max en travée et en appuis sera donc de :

En travée : $A_{sup} = 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$.
 $A_{inf} = 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $A_{sup} = 3HA16 + 2HA12 \text{ chapeaux} = 8,29 \text{ cm}^2$.
 $A_{inf} = 3HA16 + 2HA12 \text{ chapeaux} = 8,29 \text{ cm}^2$.

V.1.3.2.-Vérification à l'ELU :

1-Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2_BAEL91_modif.99) :

$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 35 \times 42,00 \times \frac{2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2$. sens principale

$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 32,00 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$. sens secondaire

- Sens principale :**
- | | | |
|--|---|------------------------------------|
| Aux appuis : $A_{app} = 12,6 \text{ cm}^2 > 1,77 \text{ cm}^2$ | } | ⇒ Alors la condition est vérifiée. |
| En travée : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > 1,77 \text{ cm}^2$ | | |

• **Sens secondaire :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{app} = 8,29 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$Tu \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

• **Pour les poutres longitudinales et transversales :**

$$Tu = 131,22 \text{ KN} \leq 8568 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition est vérifiée.}$$

a. Poutres principales :

$$\frac{A_a}{b d} = \frac{12,6}{35 \times 42} = 0,0096 \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{2,1}{400} = 0,0012 \text{ Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires :

$$\frac{A_a}{b d} = \frac{08,29}{30 \times 32} = 0,011 \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{2,1}{400} = 0,0012 \text{ Condition vérifiée.}$$

3-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(Art A.6.1.3_ BAEL91_ modif .99) :

a. Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{43,3 \times 1000}{350 \times 420} = 0,294 [\overline{MPa}]. \tau < \overline{\tau} = 3,33 [MPa] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire}$$

b. Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{33,17 \times 1000}{300 \times 320} = 0,345 [\overline{MPa}]. \tau < \overline{\tau} = 3,33 [MPa] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.}$$

- Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

U_i : Somme des périmètres utiles des barres tendues (Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres).

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ (Acier « Haute adhérence »).

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

Poutres principales :

$$V_{\text{umax}} = 43,30 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 16 + 2 \times 3,14 \times 14 = 577,76 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,30 \times 1000}{0,9 \times 420 \times 577,76} = \frac{43300}{218393,28} = 0,198 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée. Il n'y a pas de}$$

risque d'entraînement des barres

Poutres secondaires :

$$V_{\text{umax}} = 33,17 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 14 + 2 \times 3,14 \times 12 = 502,4 \text{ [mm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,17 \times 1000}{0,9 \times 320 \times 502,4} = \frac{33170}{144691,2} = 0,229 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée. Il n'y a pas de}$$

risque d'entraînement des barres

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

4-Longueur de scellement droit (Art A.6.1.22/BAEL91_modif.99) :

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

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

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\text{Barres de 16: } \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56,43 \text{ cm Soit } l_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Barres de 14: } \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ cm Soit } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Barre de 12 : } \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm Soit } l_s = 45 \text{ cm}$$

On peut constater que la longueur de scellement droit dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées. Dans ce cas, le règlement BAEL91_modif.99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 L_s$

$$\text{Barres de 16 : } l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Barres de 14 : } l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Barres de 12 : } l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

5-Influence de l'effort tranchant sur l'acier:**a .Appui de rive : (Art A.5.312/BAEL91_modif.99)**

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il est recommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$A_a > A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{V_u}{f_e}$$

✚ Poutres principales (35 x 45) :

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{43,33 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 12,6 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ d'ancrage}} = 1,24 \text{ cm}^2$$

✚ Poutres secondaires (30 x 35) :

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{33,17 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8,29 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ d'ancrage}} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures au niveau des appuis de rive sont suffisamment ancrées pour chacun des deux types de poutres.

b.Appuis intermédiaire :(Art A.5. 1, 321/BAEL91)

Dans le cas où la valeur absolue du moment fléchissant de calcul à l'E.L.U. est $M_u < 0.9 \cdot V_u \cdot d$; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d}$

6-Influence de l'effort tranchant sur le béton(Art A.5.1.313_BAEL91_99) :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

✚ Poutres principales :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{2 \times 43,3 \times 10^3}{350 \cdot 0.9 \cdot 420} = 0,65 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée .

✚ Poutres secondaires :

$$\frac{2V_u}{b \cdot 0.9 \cdot d} = \frac{2 \times 33,17 \times 10^3}{300 \cdot 0.9 \cdot 320} = 0,76 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée .

V.1.3.3.Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2_BAEL91_modif.99) :

$$t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, 1,2 \right)$$

$$\text{Poutres principales (35 x 45) : } t \leq \min \left(\frac{45}{35}, \frac{35}{10}, 1,2 \right) = 1,28 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 35) : } t \leq \min \left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right) = 1 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau - 0.3f_{tj}) b.s_t}{0.8.f_e} = \frac{(0.91 - 0.3 \times 2.1) 350 \times 150}{0.8 \times 400} 10^{-2} = 0.5 \text{ cm}^2. (\text{Art A.5.1.23 BAEL}).$$

Les armatures transversales seront réalisées par des cadres et des étriers de $\Phi 8$.

1. Espacement maximal des armatures transversales (Art A.5.1.22_BAEL91_modif.99) :

$$S_t^{\max} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm})$$

$$\text{Poutres principales : } S_t^{\max} \leq (0.9 \times 42, 40) = 37,8 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } S_t^{\max} = 20 \text{ Cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t^{\max} \leq (0.9 \times 32, 40) = 28,8 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } S_t^{\max} = 20 \text{ cm}$$

2. Calcul de l'écartement initial des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA.99-2003).

a. Poutres principales

✚ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 16\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4\right) = 11,25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 14\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4\right) = 11,25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

✚ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

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

b. Poutres secondaires :

✚ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 14\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4\right) = 8,75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

✚ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,50 \text{ cm}$$

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

V.1.3.4. Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

b. Résistance du béton en compression (Art. A.4.5.2-BAEL91_modif.99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{Aa \beta_1 d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a : Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

	Elément considéré	A_{adop} Cm ²	$M_s(\max)$ kNm	ρ_1	β_1	k_1	σ_s MPa	σ_b MPa	Obs
travée	Poutre principale (35×45)	9,24	51,575	0,007	0,945	318,3	32,40	0,10	vérifiée
travée	Poutre secondaire(30×35)	6,03	31,27	0,007	0,945	318,3	31,21	0,098	vérifiée
appuis	Poutre principale(35×45)	12,6	83,035	0,0096	0,942	262,8	29,56	0,11	vérifiée
appuis	Poutre secondaire (30×35)	8,29	33,15	0,011	0,942	262,8	26,63	0,10	vérifiée

Tableau vérification de l'état limite de résistance du béton en compression

c. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a 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 :

$$\text{Sens (xx)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{530}{500} = 1,32 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par Etaps : 0.038 cm. \implies Condition vérifiée.

$$\text{Sens (yy)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par Etaps : 0.011 cm. \implies Condition vérifiée.

❖ **Introduction :**

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant le **BAEL91** et le règlement parasismique algérien **RPA99**. Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

V -2) Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée, suivant les combinaisons de charges citées au-dessous, dans les deux sens longitudinal et transversal, et les vérifications seront effectuées à l'ELS pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc} (MPa)$	$f_{c28} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

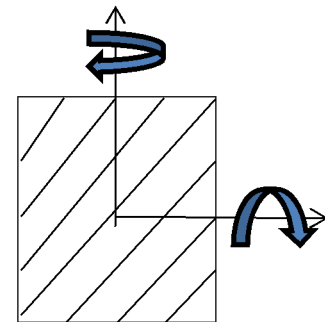
Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximum et le moment correspondant (Nmax-Mcorr).
- Effort normal minimum et le moment correspondant (Nmin-Mcorr).
- Moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant (Mmax-Ncorr).

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

**Combinaisons de calcul :**➤ **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- ♦ **A l'ELU** : 1,35G+1,5Q
- ♦ **A l'ELS** : G+Q

➤ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- ♦ $G + Q \pm E$,
- ♦ $0,8G \pm E$

1. Recommandations du RPA 2003:

a. les armatures longitudinales: (art.7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence et sans crochet.

- **Le pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal de la section d'armatures est de **0.80%** de la section du poteau en zone IIa, dans notre cas:

Pour les poteaux (55×55) ; $A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (50×50) ; $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (45×45) ; $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (40×40) ; $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **4%** de la section du poteau en **zone courante**, dans notre cas:

Pour les poteaux (55×55) ; $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (50×50) ; $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (45×45) ; $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (40×40) ; $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **6%** de la section du poteau en **zone de recouvrement**, dans notre cas:

Pour les poteaux (55×55) ; $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (50×50) ; $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (45×45); $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux (40×40); $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $L_R = 40\phi$ zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $L = 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b. les armatures transversales: (art.7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \Rightarrow A_t = S_t \cdot \rho_a \cdot \frac{V_u}{h_t f_e}$$

Tel que:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement du poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ 15 cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

Les armatures transversales minimales:

- o La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en pourcentage (%) est donnée

comme suite :

Si : $\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$

Si : $\lambda g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%$

Si : $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites du poteau.

- o Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- o Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur de $10\phi_{\min}$.

c-Calcul du ferrailage :

- o **Section partiellement comprimée (S.P.C):**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumis; Soit à un effort de traction, ou un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures soumis, soit à un effort de traction ou à un effort de compression, la condition suivante doit être vérifiée:

$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} \geq N (d - c') - M_f \Rightarrow$ Pour une section rectangulaire.

Avec:

$g = e + (\frac{h}{2} - C')$ Si «N» étant un effort de compression

$g = e - (\frac{h}{2} - C')$ Si «N» étant un effort de traction.

Détermination des armatures :

- **Calcul du moment fictif:**

$$M_f = M + N_x \left(\frac{h}{2} - C' \right) = N_x g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A' = 0$)

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ Si } N : \text{ Effort de traction} \\ (-) \text{ Si } N : \text{ Effort de compression} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f \geq 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée ($A' \neq 0$)

1- Armatures en flexion simple:

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta r \times d \times \sigma_{st}} + A'_f \frac{\sigma'_{st}}{\sigma_{st}}$$

1- Armatures en flexion composée:

$$A' = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

- **Section entièrement comprimée (S.E.C):**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures. N: Effort de compression.

$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} < N \times (d - c') - M_f \Rightarrow$ Pour une section rectangulaire.

1^{er} cas:

Si: $N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$ Section doublement armée (S.D.A).

$$A_l = \frac{M_f (d - 0.5h) \times d \times h \times bc}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (Comprimée)}$$

$$A_s = \frac{N (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_l \text{ (Tendue)}$$

Avec:

N_c : Effort normal de compression.

A_L : Armatures comprimées.

A_s : Armatures tendues.

2^{eme} cas:

Si: $N \cdot (d - c') - M_f \leq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$ Section simplement armée (S.S.A).

$$A_l = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

○ **Section entièrement tendue (S.E.T):**

$$A_l = \frac{N \cdot a}{\sigma (d - c')} \text{ Avec : } a = \frac{h}{2} - e_u - c'$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma} - A_l$$

○ **Compression pure (Centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0 \text{ (Excentricité nulle)}$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

❖ **Longueur de flambement :**

L_f : Dépend de la nature des appuis.

$L_f = 0.7l_0$ (encastrement).

L_0 : Longueur libre.

❖ **Rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

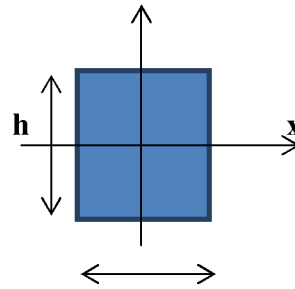
b

I : Moment d'inertie: $\frac{b \times h^3}{12}$ (plan II au petit côté).

B : Section du poteau: $B = h \times b$

Dans notre cas les poteaux sont carrés ($b = h$) donc:

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

❖ **Calcul de l'élancement géométrique λ :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2}$ L'état limite de stabilité de forme.

❖ **Calcul des armatures :**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right]$$

B_r : Représente l'aire obtenue en réduisant la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max(A_{s1}; A_{s2})$$

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{1}{\sigma_{bc}}$$

-Si plus de $\frac{1}{2}$ des charges sont appliquées avant 90 jours « α » doit être divisé par 1,1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

Vérification à l'ELS :

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6}$ => La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$ => La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec:

Mser : Moment de flexion à l'ELS.

NSER : L'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$ => Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \quad \Rightarrow \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c')^2 \right]$$

On doit vérifier que:

- **S.E.C:**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_2}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

- **S.P.C:**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_1 = y_2 + C$$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec:

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

Avec:

C: Centre depression.

P, q : Coefficient données par les différentes sections

Y_1 : Distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit:

On calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y'_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y'_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) ; y'_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < Y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

Enfinement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

La contrainte dans la partie tendue :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y_{ser}) + A' \times (y_{ser} - c')^2]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Zones	niveaux	Sections	comb	N(KN)	M(KN.m)
I	S-soul ; RDC ; 1 ^{er}	55x55	GQE	444.83	4.538
			ELU	1859.83	13.662
			0.8G+E	939.03	115.533
II	2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	50x50	GQE	145.68	6.617
			ELU	1377.41	32.472
			0.8G+E	779.68	110.473
III	5 ^{ème} ; 6 ^{ème} ; 7 ^{ème}	45x45	GQE	35.5	6.767
			ELU	851.41	43.176
			0.8GE	488.47	87.497
VI	8 ^{ème} ; 9 ^{ème} ; 10 ^{ème}	40x40	GQE	15.46	4.228
			ELU	405.97	42.992
			0.8GE	98.18	63.308

V.2.6: Calcul du ferrailage des poteaux

1) Exemple de calcul

❖ Sens transversal (Selon le moment M3):

Pour- : POT(55x55) :

$N_{max} = 444.83 \text{ KN} \longrightarrow M_{corr} = 4.538 \text{ KNm}$

$N_{min} = -1859.83 \text{ KN} \longrightarrow M_{corr} = -13.662 \text{ KNm}$

$N_{corr} = -939.09 \text{ KN} \longrightarrow M_{max} = 115.533 \text{ KNm}$

• Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.662}{1859.91} \times 10^2 = 0.73 \text{ cm}$$

et

$$\frac{h}{2} - c = \frac{55}{2} - 3 = 24.5 \text{ cm}$$

• Le calcul de : $(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} \geq N \times (d - c') - M_f$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Et : $d = h - c = 0.55 - 0.03 = 0.52 \text{ m}$

$$M_f = 13.662 + 1859.91 \left(\frac{0.55}{2} - 0.03 \right) = 469.339 \text{ KNm}$$

$$N \times (d - c') - M_f = 1859.91 (0.52 - 0.03) - 469.339 = 442.016 \text{ KNm}$$

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} =$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 691.790 \text{ KNm}$$

$$\longrightarrow (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 691.790 \text{ KNm} > N \times (d - c') - M_f = 442.016 \text{ KNm}$$

=> SEC

Vérification de l'équation suivante:

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.55 - 0.03) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 1052.397 \text{ KNm}$$

$$N \times (d - c') - M_f = 1859.91 (0.52 - 0.03) - 469.339 = 442.016 \text{ KNm}$$

$$\longrightarrow (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 1052.397 \text{ KN.m} > N \times (d - c') - M_f = 442.016 \text{ KN.m}$$

=> SSA

Calcul des armatures:

$$A_l = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$A_l = \frac{1859.91 - 0.678 \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 1000}{34.8 \times 1000} = 0.003$$

$$A_l = 0 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

Remarque :

D'après le calcul des armatures on a trouvée que $A_l = A_s = 0$

donc on conclut que c'est la section du RPA qui passe

La section du RPA est donnée par la formule suivante :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$$

ations	N (KN)	M (KN.m)	e(cm)	(h/2)- c (cm)	M _f (KN.m)	Natures	OBS	A _{SUP} cm ²	A _{INF} cm ²	Amin RPA	Choix (A _s)	Sections adopte (cm ²)
M _{CORR}	444.83	4.538	1.02	24.5	113.521	SEC	SSA	5.33	5.79	24.2	4HA20+ 8HA16	28.64
M _{CORR}	1859.19	13.662	0.73	245.5	469.339	SEC	SSA	0	0			
M _{MAX}	939.03	115.533	12.30	24.5	345.61	SEC	SSA	0	0			
M _{CORR}	145.68	6.617	4.54	22	70.716	SEC	SSA	1.45	2.2	20	4HA16+ 8HA14	20.36
M _{CORR}	1377.41	32.472	2.35	22	638.532	SEC	SSA	0	0			
M _{MAX}	779.68	110.473	14.16	22	282	SEC	SSA	0	0			
M _{CORR}	35.5	6.767	19.06	19.5	13.689	SEC	SSA	0.01	0.88	16.2	4HA16+ 8HA14	20.36
M _{CORR}	851.41	43.176	5.07	19.5	209.2	SEC	SSA	0	0			
M _{MAX}	488.47	87.497	17.91	19.5	182.748	SEC	SSA	0	0			
M _{CORR}	15.46	4.228	27.34	17	6.856	SPC	SSA	0	0.49	12.8	4HA14+ 8HA12	15.2
M _{CORR}	405.97	42.992	10.58	17	112	SPC	SSA	0	0			
M _{MAX}	92.18	63.308	64.07	17	79.99	SPC	SSA	0	3.15			

Tableau: Evaluation du ferrailage des poteaux

- Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Diamètre des armatures transversales:

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

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Leftrightarrow \phi \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi = 8 \text{ mm.}$$

AVEC : ϕ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

E spacements des armatures transversales:

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement "S," des armatures transversales est fixée comme suite:

- **En zone nodule :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons: $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **En zone courante:**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Avec: ϕ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

3) Longueurs de recouvrement :(Art 7.5.2.1 RPA 2003)

- ❖ Pour les HA12 :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

- ❖ Pour les HA14 :

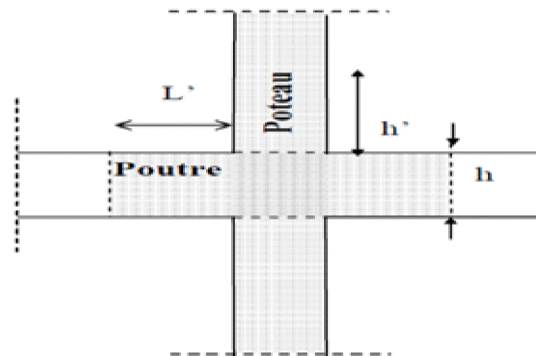
$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

- ❖ Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA20 :

$$Lr = 40\phi_t = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$



LA ZONE NODALE DES POTEAUX

Délimitation de la zone nodale art 7.4.2.2 de RPA99/modifiée2003

Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$ h : hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

$B_1 ; h_1$: dimension du poteau ; et h_e : hauteur entre nu des poteaux

Poteaux de s-soul : $h = \max(337/6 = 56.16\text{cm} ; 55\text{cm} ; 55\text{cm} ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

Poteaux de RDC : $h = \max(354/6 = 59\text{cm} ; 55\text{cm} ; 55\text{cm} ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

Poteaux de 1^{er} et autres étages : $h' = \max(286/6 = 47.66\text{cm} ; 55\text{cm} ; 55\text{cm} ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

4) La longueur des scellements droit (Art A6.1.23 BAEL91) :

$$f_e = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_e}{0.6 \Psi_s^2 f_{t28}}$$

AVEC : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

Ψ_s : 1.5 pour les aciers à haute adhérence.

\emptyset : Diamètre maximale des armatures.

- Pour les HA12 : $L_s = L_s \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33\text{cm}$

On prend : $L_s = 45\text{cm}$

- Pour les HA14 : $L_s = L_s \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38\text{cm}$

On prend : $L_s = 50\text{cm}$

- Pour les HA16 : $L_s = L_s \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.44 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

- Pour les HA20 : $L_s = L_s \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 70.55 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 75 \text{ cm}$

5) Vérification de la quantité d'armatures :(Art7.4.2.2RPA2003)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{bh^3}{12} \text{ et } B = bh \quad ;$$

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad ; \quad l_f = 0.7l_0$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{h} = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{3.54}{0.55} = 15.60$$

Avec :

b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Pour les poteaux (55x55) : $l_0 = 3.54 \text{ m}$

$$\lambda_g = 15.576 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 15 = 1.99 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 10 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 \\ < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Pour les poteaux (50x50) : $l_0 = 2.86 \text{ m}$

$$\lambda_g = 13.842 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 15 = 1.92 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}=1.92\text{cm}^2 \\ < A_t=2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{\min}=1.5\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Pour les poteaux (45x45) :** $l_0=2.86\text{m}$

$$\lambda_g = 15.38 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min}=0.003 \cdot b \cdot S_t=0.003 \times 45 \times 15=1.86\text{cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min}=0.003 \cdot b \cdot S_t=0.003 \times 45 \times 10=1.35\text{cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}=1.86\text{cm}^2 \\ < A_t=2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{\min}=1.35\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Pour les poteaux (40x40) :** $l_0=2.86\text{m}$

$$\lambda_g = 17.303 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min}=0.003 \cdot b \cdot S_t=0.003 \times 40 \times 15=1.88\text{cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min}=0.003 \cdot b \cdot S_t=0.003 \times 40 \times 10=1.2\text{cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}=1.88\text{cm}^2 \\ < A_t=2.01\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{\min}=1.2\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

6) Vérification de l'effort tranchant: (Art7.4.3.2RPA2003)

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous

La Combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Selon RPA99 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec:

τ_b : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

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

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = 15,60 > 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA2003)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \times S_t$$

Pour les poteaux du RDC (55x55):

- **Zone nodale $S_t=10\text{cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 70.36 \times 10^3}{550 \times 400} \times 10^{-1} \times 10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{70.63 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.52} = 0.246 \text{ MPa}$$

- **Zone courante $S_t=15\text{cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 70.36 \times 10^3}{550 \times 400} \times 10^{-1} \times 15 = 1.185 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

sections cm ²	V _u KN	λ_g	ρ_a	ρ_b	A _t cm ²	A _{ad} cm ²	S _t cm	τ_b MPa	τ_{bu} MPa	observati on
55x55	70.36	15.57	2.5	0.075	0.79	2.01	10	0.246	1.875	vérifiée
50x50	73.63	13.84	2.5	0.075	0.92	2.01	10	0.31	1.875	vérifiée
45x45	57.72	15.38	2.5	0.075	0.80	2.01	10	0.305	1.875	vérifiée
40x40	46.31	17.30	2.5	0.075	0.72	2.01	10	0.31	1.875	vérifiée

sections cm ²	V _u KN	λ_g	ρ_a	ρ_b	A _t cm ²	A _{ad} cm ²	S _t cm	τ_b MPa	τ_{bu} MPa	observation
55X55	70.36	15.57	2.5	0.075	1.18	2.01	15	0.246	1.875	vérifiée
50X50	73.63	13.84	2.5	0.075	1.38	2.01	15	0.31	1.875	vérifiée
45X45	57.72	15.38	2.5	0.075	1.20	2.01	15	0.305	1.875	vérifiée
40X40	46.31	17.30	2.5	0.075	1.08	2.01	15	0.31	1.875	vérifiée

N (KN)	M (KN.m)	e(cm)	(h/6) (cm)	Natures	σ_{bsup} MPa	σ_{bsup} MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	OBS	σ_{ssup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	OBS
227.72	6.994	3.071	9.16	SEC	0.85	0.47	15	CV	12.4	7.37	348	CV
1356.1	8.578	0.632	9.16	SEC	3.68	4.16	15	CV	55.8	62	348	CV
606.48	29.1	4.789	9.16	SEC	2.54	0.97	15	CV	36.8	15.9	348	CV
277.17	2.312	0.834	8.33	SEC	1.07	0.9	15	CV	16	13.6	348	CV
1004.3	23.528	2.343	8.33	SEC	2.7	4.46	15	CV	42.1	65.3	348	CV
743.78	36.769	4.943	8.33	SEC	4.03	1.28	15	CV	57.9	21.6	348	CV
128.66	1.486	1.155	7.5	SEC	0.63	0.48	15	CV	9.23	7.33	348	CV
621.04	31.374	5.052	7.5	SEC	1.12	4.21	15	CV	19.9	60	348	CV
401.39	39.555	9.854	7.5	SPC	3.68	0	15	CV	51.2	0.25	348	CV
7.14	1.97	27.59	6.66	SPC	0.23	0	15	CV	2.81	-3.79	348	CV
296.51	31.252	10.54	6.66	SPC	0	3.94	15	CV	-6.98	53.8	348	CV
103.69	41.545	40.06	6.66	SPC	4.67	0	15	CV	56	-103.3	348	CV

Tableau2 : Calcul des contraintes

Condition de non fragilité art a.4.2.1/bael91 modifiée99

la sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainés dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus au moins égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopt} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Les vérifications sont résumées comme suit:

Niveaux	Sectiones (cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
I	55x55	227.72	6.994	3.071	11.48	28.64	cv
		1356.1	8.578	0.632	9.36	28.64	cv
		606.48	29.1	4.789	14.27	28.64	cv
II	50x50	277.17	2.312	0.834	7.89	20.36	cv
		1004.3	23.528	2.343	8.57	20.36	cv
		743.78	36.769	4.943	13.23	20.36	cv
III	45x45	128.66	1.486	1.155	6.64	20.36	cv
		621.04	31.374	5.052	12.65	20.36	cv
		401.39	39.555	9.854	10.86	20.36	cv
IV	40x40	7.14	1.97	27.59	1.002	15.20	cv
		296.51	31.252	10.54	3.29	15.20	cv
		103.69	41.545	40.06	1.35	15.20	cv

Tableau3: Vérification à L'ELS

Résumé : le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armateurs A_s (min) correspondante recommandée par le règlement (RPA99.V2003) en zone IIa

VII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- * Armatures verticales ;
- * Armatures horizontales ;
- * Armatures transversales.

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** \Rightarrow S-sol ; RDC ; 1^{er} niveau ;
- **Zone II** \Rightarrow 2^{eme} ; 3^{eme} ; 4^{eme} niveau ;
- **Zone III** \Rightarrow 5^{eme} ; 6^{eme} ; 7^{eme} niveau.
- **Zone IV** \Rightarrow 8^{eme} ; 9^{eme} ; 10^{eme} niveau.

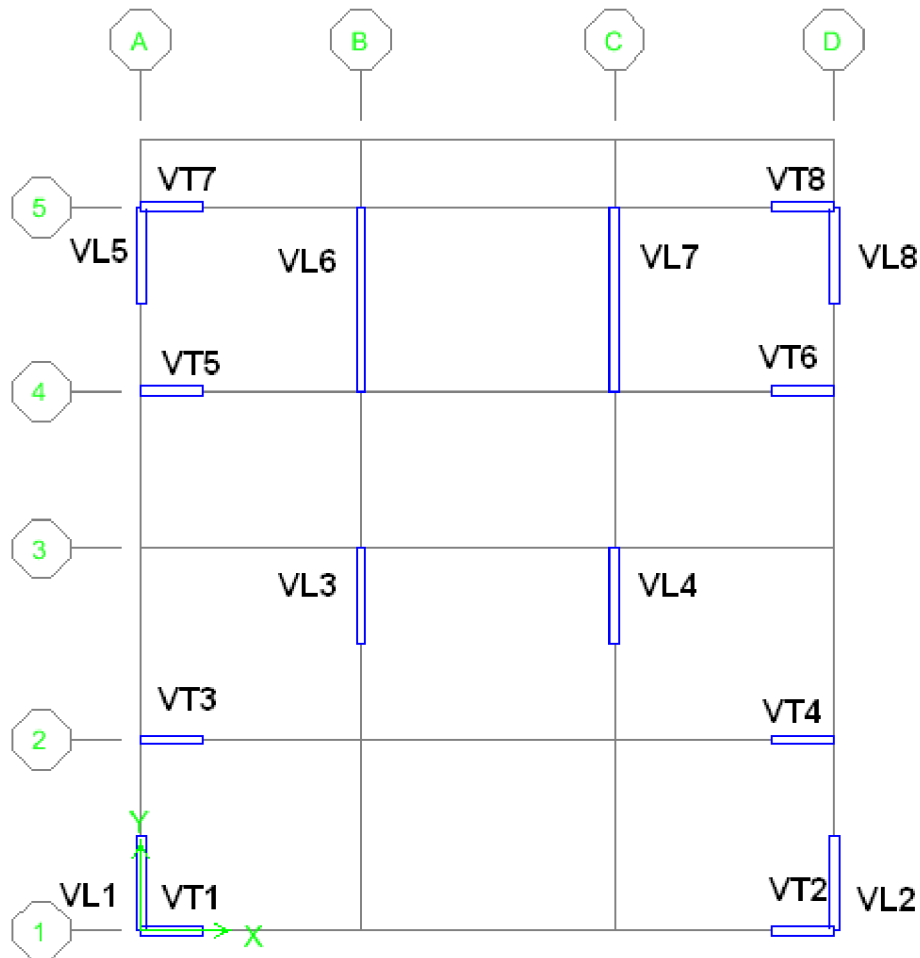
La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII-2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$



3.1) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées directement du fichier résultats.

Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d):

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (L) est donné par le reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{nim}} \times L$$

Avec

he : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

Lt : longueur tendue : $Lt = L - Lc$

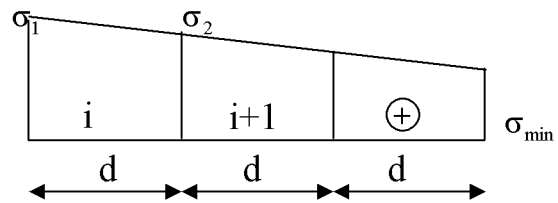
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

• Section entièrement comprimée exemple avec 3 bande

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \cdot \sigma_{\max}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

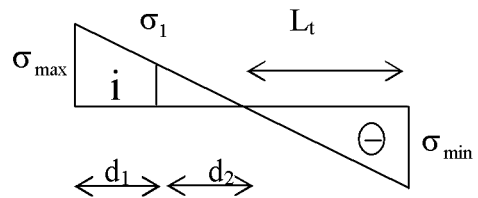
Avec : « e » épaisseur du voile



• Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

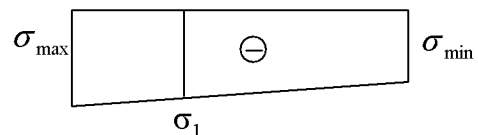
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-2 le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

• Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



3.2) Armatures verticales

Situation accidentelle : = 400 MPa ; = 18,48 Mpa
 Situation courante : = 348 MPa ; = 14,20 Mpa

figVI-3-3 le diagramme des contraintes d'un Section entièrement tendue.

• Section entièrement comprimée pour une bande i

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

○ Armatures minimales

$$A_{min} \geq 4cm^2/ml \quad (\text{Art A .8.1.21/BAEL91 modifiée99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A .8.1.21/BAEL91 modifiée99})$$

• Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

○ Armatures minimales

$$A_{min} \geq \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right\} \text{Condition de non fragilité (Art.4.2.1/BAEL91 modifiée99)}$$

$A_{\min} \geq 0.002 B$ Section min (Art A 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002 B \right\}$$

Tlq : B : section du tronçon considéré

3-4) Armatures horizontales

➤ **Exigence du RPA :** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10
 $A_H > 0,15\% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

➤ **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

➤ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_H \geq 0,15\% B$

- Zone courante : A_V et $A_H \geq 0,10\% B$

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

3- 5) 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 les aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

3-5) Armature de couture :

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 :

$$A_{vy} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

3-6) 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 **4HA12** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3-7) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_i \leq \min \{ 1,5e, 30cm \}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

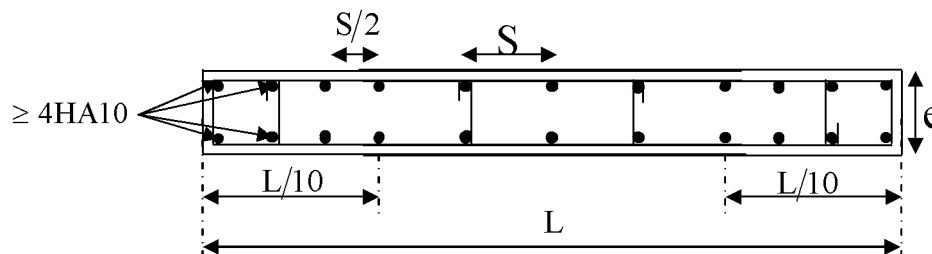
3-8) Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003) :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3-9) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



figVI-3-4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Vérification à L'ELS :➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Pour cet état, il considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

h : Hauteur totale de la section brute

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

3-7) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile de longueur **L= 3.85m** et d'épaisseur **e=0.20m** de la zone I :

$$\sigma_{max} = 1554.8 \text{ KN/m}^2 \text{ Traction}$$

$$\sigma_{min} = -5213.77 \text{ KN/m}^2 \text{ Compression}$$

⇒ la section est partiellement comprimée

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{nim}} \times L$$

$$L_c = \frac{1545.84}{1545.84 + 5208.46} \times 3.85$$

Donc : $L_c = 0.88\text{m} \Rightarrow L_t = 2.97\text{m}$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.74}{2} ; \frac{2}{3} \times 0.88 \right) = 0.58m$$

On opte pour $d=0.58$ m donné par le maillage en 4 parties

- bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)
- bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- **Zone courante** : $S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\}$

$$\Rightarrow S_t = 30cm$$

- **Zone d'appuis** : $S_a = \frac{S_t}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$

$$\Rightarrow S_a = 15cm$$

C. Ferrailage du voile

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t . Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrillés avec le ferrillage minimum.

➤ Calcul de la section d'acier

- **Bande 1 :**

$$\sigma_{max} = \sigma_t = 1554.80 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1 = d = 0.58 \text{ m et } e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{max}}{L_t} = \frac{(2.97 - 0.58)1554.8}{2.97} = 1251.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1251.16 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à

$$N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{1554.8 + 1251.16}{2} \times 0.58 \times 0.20$$

$$N_1 = 162.75 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{162.75 \times 10}{384} = 4.67 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{v1} = 4.67 \text{ cm}^2$

- **Bande 2 :**

$$\sigma_1 = 1251.16 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 2.39 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 299.13 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{299.13 \times 10}{384} = 8.59 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2

Par conséquent chaque maille (**d**) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à:

- **Bande 1** : $A_{\min} = 0.002 \times 58 \times 20 = 2.32 \text{ cm}^2$
- **Bande 2** : $A_{\min} = 0.002 \times 239 \times 20 = 9.56 \text{ cm}^2$

➤ **Section d'acier /nappe /bande :**

- **Bande 1** : $\frac{A_{v1}}{2} = \frac{4.64}{2} = 2.32 \text{ cm}^2$
- **Bande 2** : $\frac{A_{v2}}{2} = \frac{8.59}{2} = 4.29 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 479.55 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 21.22 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

➤ **Armature total :**

- **Bande 1** : $A_{totl} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.945 \text{ cm}^2$ On adopte : 2x7HA10=10.92cm² avec espacement de 10cm
- **Bande 2** : $A_{totl} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.895 \text{ cm}^2$ On adopte : 2x10HA12=22.6cm² avec espacement de 25cm

D. Vérifications à L'ELU:

➤ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de

$$A_{\min} \geq \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} \geq \max (11.55 \text{ cm}^2, 40.42 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 40.42 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à 10HA20+10HA14 = 46.8cm²

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right)$$

$$A_H \geq \max (5.65, 11.55)$$

$$A_H \geq 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 11.55/2 \text{ cm}^2/\text{nappe} \text{ On adopte : } \mathbf{24HA8 (e=20) = 12 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec au moins 4 épingles par mètre carré.
On adopte **4HA8** (2,01 cm²) par m²

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

E) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{479.55 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3850} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

• **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 479.55 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3850} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

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

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2112.84 \times 10^3}{200 \times 3850 + 15 \times 22.6 \times 10^2} = 2.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = \text{Max} \quad L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm} \\ L_s = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \\ \mathbf{L_s = 48 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

Remarque :

L : la longueur totale de voile avec le poteau – (b ou h) de poteau.

- ✓ Tous les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillages des voiles longitudinaux (VL1, VL2, VL3, VL5, VL7, VL8)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.4	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2260.7	1163.16	809.09	821.89	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5644.27	-4068.93	-2425.54	-2141.2	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	282.83	110.41	90.28	63.08	
	L _t (m)	1.43	1.56	1.50	1.45	
	L _c (m)	0.57	0.44	0.50	0.55	
	d (m)	0.381	0.296	0.334	0.370	
	σ_1 [KN/m ²]	4137.137	3293.490	1886.147	1593.273	
	N (kN)	N ₁	372.98	218.23	143.80	138.11
		N ₂	433.041	414.636	219.966	171.343
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.72	5.46	3.59	3.45
		A _{v2}	12.44	10.37	5.50	4.28
	A _{vj} (cm ²)		10.89	4.25	3.48	2.43
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.44	6.52	4.46	4.06
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12.44	11.43	6.37	4.89
	A _{min} (cm ²)		4.00	3.11	3.50	3.88
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	16.08	9.04	6.24	6.24
		Bonde 2	13.56	13.56	13.56	9.36
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA10	2x4HA10
		Bonde 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.28	4.67	6.00	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		4.02	3.39	3.39	2.34
	Choix des barres/nappe/ (ml)		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=7.8cm ²)	(A=7.8cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.786	0.307	0.251	0.175
		τ_b (MPa)	1.100	0.429	0.351	0.245
	ELS	N _s (kN)	642.25	741.29	399.07	45.7
σ_b (MPa)		1.45	1.71	0.93	0.11	

Ferraillages des voiles longitudinaux (VL4, VL6)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.85	3.85	3.85	3.85		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.77	0.77	0.77	0.77		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1554.8	706.62	821.89	1194.53		
	σ_{min} [KN/m ²]	-5213.77	-3692.93	-3141.2	-2124.73		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	479.55	408.09	228.13	122.96		
	L _t (m)	2.97	3.23	3.05	2.46		
	L _c (m)	0.88	0.62	0.80	1.39		
	d (m)	0.590	0.412	0.532	0.924		
	σ_1 [KN/m ²]	4177.237	3221.850	2593.273	1328.377		
	N (kN)	N ₁	553.68	285.05	305.24	318.96	
		N ₂	992.526	908.371	653.316	204.674	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15.91	7.13	7.63	7.97	
		A _{v2}	28.52	22.71	16.33	5.12	
	A _{vj} (cm ²)		18.46	15.71	8.78	4.73	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	20.53	11.05	9.83	9.16	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	28.52	26.64	18.53	6.30	
	A _{min} (cm ²)		6.19	4.33	5.59	9.70	
	A _{adopté} (cm ²)	Bonde1	21.56	15.82	10.92	10.92	
		Bonde 2	33.88	33.88	24.86	17.16	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA10	2x7HA10
			Bonde 2	2x11HA14	2x11HA14	2x11HA12	2x11HA10
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		8.90	9.69	6.00	6.00		
A _H /nappe (cm ²)		8.47	8.47	6.22	4.29		
Choix des barres/nappe/ (ml)		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10		
ep =20cm		(A=11.3cm ²)	(A=11.3cm ²)	(A=7.8 cm ²)	(A=7.8 cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.692	0.589	0.329	0.177	
		τ_b (MPa)	0.969	0.824	0.461	0.248	
	ELS	N _s (kN)	2112.84	1720.68	982.76	264.14	
		σ_b (MPa)	2.48	2.04	1.19	0.33	

Ferraillages des voiles transversaux (VT1.....VT8)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3	1.3		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.26	0.26	0.26	0.26		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3460.73	1024.77	929.45	2790.21		
	σ_{min} [KN/m ²]	-6345.08	-3404.64	-3035.29	-2982.54		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	231.86	134.87	109.27	118.66		
	L _t (m)	0.84	0.85	1.00	0.67		
	L _c (m)	0.46	0.45	0.30	0.63		
	d (m)	0.306	0.300	0.203	0.419		
	σ_1 [KN/m ²]	4037.927	2203.002	2415.657	1122.400		
	N (kN)	N ₁	317.58	168.23	110.75	171.95	
		N ₂	216.161	121.165	191.337	28.370	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.13	4.21	2.77	4.30	
		A _{v2}	6.21	3.03	4.78	0.71	
	A _{vj} (cm ²)		8.93	5.19	4.21	4.57	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.36	5.50	3.82	5.44	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.21	4.33	5.84	1.85	
	A _{min} (cm ²)		3.21	3.15	2.13	4.40	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	12.32	9.04	9.04	6.24	
		Bonde 2	9.24	6.78	6.78	4.68	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA10
			Bonde 2	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA10
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.52	2.55	6.00	6.00		
A _H /nappe (cm ²)		3.08	2.26	2.26	1.56		
Choix des barres/nappe/ (ml)		2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10		
ep =20cm		(A=11.3cm²)	(A=11.3cm²)	(A=11.3cm²)	(A=7.8cm²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²					
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.991	0.576	0.467	0.507	
		τ_b (MPa)	1.387	0.807	0.654	0.710	
	ELS	N _s (kN)	231.86	303.18	172.93	42.88	
		σ_b (MPa)	0.79	1.07	0.61	0.16	

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI-2- 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).

Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

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.

Dimensionnement**Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	Ns(KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1155,99	2	3,777	7,554
VL2	1264,43	2	4,2147	8,429
VL3	2605,03	2	8,683	17,366
VL4	2836,1	3,85	4,9109	18,906
VL5	2605,03	2	8,683	17,366
VL6	2836,1	3,85	4,683	18,906
VL7	1155,99	2	3,777	7,554
VL8	1264,43	2	4,2147	8,429
				104,51

Tableau X.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S =B.L (m ²)
VT1	471,95	1,3	2,420	3,146
VT2	471,95	1,3	2,420	3,146
VT3	1424,18	1,3	7,303	9,493
VT4	1424,18	1,3	7,303	9,493
VT5	1334,34	1,3	6,842	8,894
VT6	1334,34	1,3	6,842	8,894
VT7	454,85	1,3	2,317	3,012
VT8	454,85	1,3	2,317	3,012
				49,09

$$S_V = \sum S_i = 153,60\text{m}^2$$

Avec :

S_V : Surface totale des voles.

Semelles filantes sous poteaux

b.1.détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i .$$

poteaux/file	Ns (KN)	e _i (m)	N _s .e _i (KNm)	M _i (KNm)
A	549,55	-7,25	-3984,23	34,418
B	1575,94	-2,65	-4175,241	34,336
C	1575,94	2,65	4175,241	34,336
D	549,55	7,25	3984,23	34,418
Total	4250,98		0	137,508

Tab IX.1.Résultante des charges

b.2. détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.032m$$

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.032m < \frac{L}{6} = \frac{14,80}{6} = 2.46m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4250,98}{14,80} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,032}{14,80}\right) = 183,50 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4250,98}{14,80} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,032}{14,80}\right) = 290,95 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4250,98}{14,80} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,032}{14,80}\right) = 289,09 \text{ KN} / m^2$$

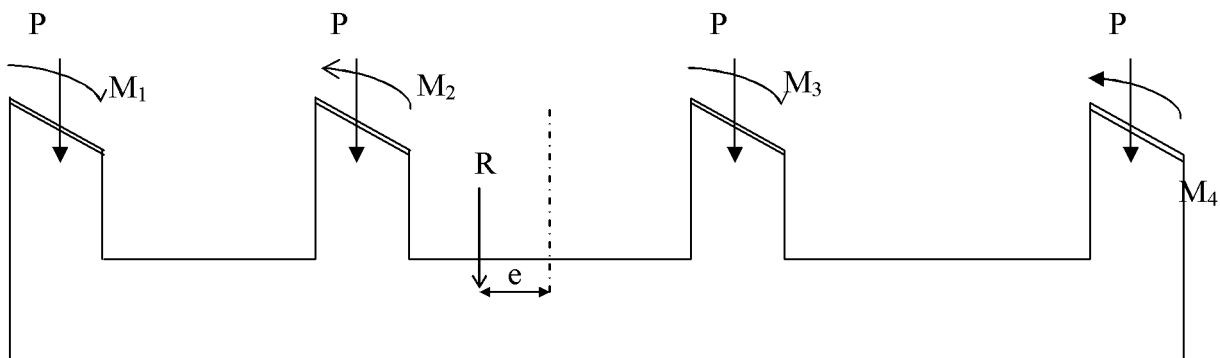


Figure VI.1 Distribution des sollicitations

➤ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{289,09}{200} = 1,445m \approx 1,5m$$

On aura donc, $S = 2 \times 14,80 = 29,6m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 14,80 \times 4 + 15,360 = 75,52m^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant Directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 14,80 \times 16,70 = 247,16 m^2$
- La surface totale des semelles filantes : $S_t = 233,248 m^2$ (94,71%)

$$S_t > 50 \% S_{bat} = 123,58$$

On opte pour un radier général.

X.5 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.

Pré dimensionnement du radier**1. Condition de vérification de la longueur élastique****a) selon la condition d'épaisseur minimale :**

la hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} \geq 25cm$).

b) selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{530}{8} \leq h \leq \frac{530}{5} = 66,25 \leq h \leq 106$$

On prend $h=100cm$

c) selon la 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 $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,12 \text{ m}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 1,20 \text{ m}$**

➤ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{530}{20} = 26,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 1,20 \text{ m}$$

$$0,4h < b < 0,7h = 48 < b < 84 \text{ cm}$$

On prend : $\implies b = 55 \text{ cm}$

3. Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h = 1,20 \text{ m}$ Hauteur totale du Radier.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$h_n = 1,20 \text{ m}$ Hauteur de la nervure.

$L_n = 55 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

2. Calcul de la surface nécessaire au radier

➤ Charge permanente $G = 28690,84 \text{ KN}$

➤ Charge d'exploitation $Q = 3840,90 \text{ KN}$

3. Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 44493,98 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS} : N_s = G + Q = 32531,74 \text{ KN}$$

4. Détermination de la surface du radier

$$A \text{ l'ELU } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{44493,98}{2 \times 200} = 111,23 m^2$$

$$A \text{ l'ELS } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{32531,74}{200} = 162,65 m^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 162,65 m^2$$

$$S_{bat} = 247,16 m^2 > S_{rad} = 162,65 m^2$$

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 :

$$l_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $l_{deb} = 60 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

$$S_{deb} = (16,70 \times 0,6 + 14,80 \times 0,6) \times 2 = 37,80 m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 247,16 + 37,80 = 284,96 m^2$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 284,96 m^2$

5. Détermination des efforts à la base du radier

b.1 Charges permanentes

-Poids du bâtiment: 28690,84KN

-Poids du radier: $[284,96 \times 25 \times 0,30] = 2137,20KN$

-Poids de la nervure :

Plong = $16,70 \times 0,5(1,20 - 0,35) \times 25 \times 4 = 501KN$

Ptrs = $14,80 \times 0,5 \times (1,20 - 0,35) \times 25 \times 3 = 333KN$

$$Ph = 501 + 333 = 834KN$$

-Poids du remblai en TVO: $[(1,20 - 0,35) \times (284,96 - 60,65) \times 17,5] = 2928,06 KN$

-Poids de la dalle flottante: $[284,96 \times 0,12 \times 25] = 854,88 KN$

-Poids du voile périphérique : $P_{voile} = 3,57 \times 0,2 \times 25 \times 63 = 1124,55KN$

$G_{infra} = P1 + P2 + P3 + P4 + P5 = 1124,55 + 2137,20 + 834 + 2928,06 + 854,88 = 7878,69KN$

$G_{total} = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) = 7878,69 + 28690,84 = 36569,53KN$

b.2 Surcharge du radier

Surcharges du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 3840,9 \text{ KN}$

Surcharges du radier $Q_{\text{rad}} = 3,5 \times 284,96 = 997,36 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = 4838,26 \text{ kN}$

6. Combinaison d'actions

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 36569,53 + 1,5 \times 4838,26 = 56626,25 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 36569,53 + 4838,26 = 41407,79 \text{ KN}$

Vérification**1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{ad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{56626,25 \times 1}{284,96} \times \frac{5,3}{2} = 526,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{526,59 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,12 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Vérification de la stabilité du radier**• Calcul du centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7,25 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,602 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{14,80 \times 16,90^3}{12} = 74136,77 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{16,90 \times 14,80^3}{12} = 54786,28 \text{ m}^4$$

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 :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

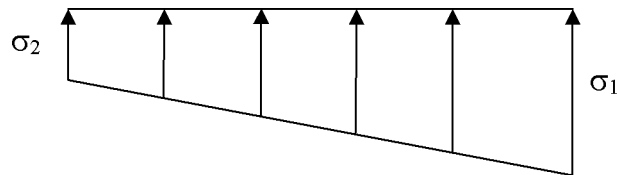


Figure VI.1 Diagramme des contraintes

Calcul des moments :

$$M_x = M_x + (T_x \times H)$$

$$M_x = 32378,523 + (14007,495 \times 0,3) = 36580,77 \text{KN/m}$$

$$M_y = M_y + (T_y \times H)$$

$$M_y = 36855,369 + (14122,468 \times 0,3) = 41092,10 \text{KN/m}$$

➤ **Sens longitudinal**

- **A l'ELU**

$$M_x = 36580,77 \text{KN.m} \quad N_u = 55641,28 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{55641,28}{284,96} + \frac{36580,77}{54786,28} \times 7,25 = 200,10 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{55641,28}{284,96} - \frac{36580,77}{54786,28} \times 7,25 = 190,42 \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200,10 + 190,42}{4} = 197,68 \text{KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS**

$$M_x = 36580,66 \text{KN.m} \quad N_s = 40680,63 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{40680,86}{284,96} + \frac{36580,66}{54786,28} \times 7,25 = 147,60 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{40680,86}{284,96} - \frac{36580,66}{54786,28} \times 7,25 = 137,91 \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 147,60 + 137,91}{4} = 145,17 \text{KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

- **A P'ELU**

$$M_y = 41092,10 \text{KN.m} \quad N_u = 55641,28 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{55641,28}{284,96} + \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 199,47 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{55641,28}{284,96} - \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 191,05 \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 199,47 + 191,05}{4} = 197,36 \text{KN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS**

$$M_y = 41092,10 \text{KN.m} \quad N_s = 40680,63 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{40680,63}{284,96} + \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 147,27 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{40680,63}{284,96} - \frac{41092,10}{74136,77} \times 7,602 = 138,85 \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 147,27 + 138,85}{4} = 145,16 / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

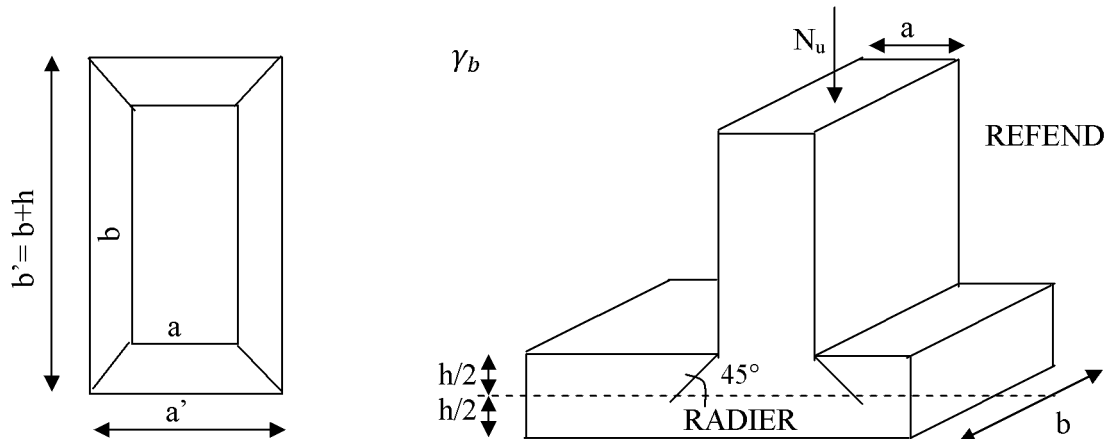


Figure VI.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

• **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times 1,15) = 5,8m$$

$$N_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{L} = 3826,09KN$$

$$N_u = 3826,09 \leq \frac{0,045 \cdot 5,8 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1000}{1,5} = 4350KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

• **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1,15) = 6 m$$

$$N_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{L} = 3826,09KN$$

$$N_u = 3826,09 \leq \frac{0,045 \cdot 6 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 1000}{1,5} = 4050KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

d. Vérification de la poussée hydrostatique:

Consiste à vérifier le non soulèvement sous l'effort de la pression hydraulique.

$$G_{tot} \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma \cdot h$$

Avec :

G_{tot} : Poids totale à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement est égale à 1.5.

γ : Poids volumique de l'eau est égale à 10 KN/m^3 .

h : Profondeur de l'infrastructure est égale à 1 m.

$$G_{tot} = 36569,53 \text{ KN} > 1.5 \times 284,96 \times 10 \times 1 = 4274,4 \text{ KN}. \rightarrow \text{C.V.}$$

Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1^{er} Cas

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas

Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ 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 données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,3} = 0,75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0622 \\ \mu_y = 0,509 \end{cases}$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **A l'ELU**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 200,10 - \frac{7878,69}{284,96} \times 1,35 = 162,77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **A l'ELS**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 147,17 - \frac{7878,69}{284,96} = 119,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul à l'ELU**1. Evaluation des moments M_x , M_y**

On obtient :

$$M_x = 0,0622 \times 162,77 \times 4^2 = 161,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 0,509 \times 284,39 = 82,45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

2. Ferrailage dans le sens x-x**Moments aux appuis Moments en travée**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u\max} \quad M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u\max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 161,98 \quad M_{ut} = (0,85) \times 161,98$$

$$M_{ua} = 80,99 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad M_{ut} = 137,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80,99 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta_u = 0,959$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80,99 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 8,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 8,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7HA14 / ml = 10,78 cm² / ml ; avec un espacement de 15 cm

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{137,68 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,13 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,13 \rightarrow \beta_u = 0,930$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{137,68 \times 10^3}{0,930 \times 27 \times 348} = 15,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 15,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7 HA 20 / ml = 21,98 cm² / ml ; avec un espacement de 15cm

3. Ferrailage dans le sens y-y

Moments aux appuis Moments en travée

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} \quad M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 82,45 \quad M_{ut} = (0,85) \times 82,45$$

$$M_{ua} = 41,23 \text{ KN.m} \quad M_{ut} = 70,08 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{41,23 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,04 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,23 \times 10^3}{0,980 \times 27 \times 348} = 4,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7 HA 14 / ml = 9,24 cm² / ml ; avec un espacement de 15 cm

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,08 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,08 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 7,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 7,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 7 HA 14 / ml = 9,24 cm² / ml ; avec un espacement de 15 cm

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - \frac{4}{5,3}}{2} = 2,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 7,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,226 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,226 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Calcul et vérification à l'E.L.S :

a. Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\rho = 0,75 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0685 \times 119,52 \times 4^2 = 130,99 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,644 \times 130,99 = 84,36 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens (X-X)

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0,5 \times 130,99 = 65,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max} = 0,85 \times 130,99 = 111,34 \text{ KN.m}$$

Sens (Y-Y)

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max} = 0,5 \times 84,36 = 42,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max} = 0,85 \times 84,36 = 71,71 \text{ KN.m}$$

Remarque : Le moment étant plus important dans le sens (X-X), la vérification des contraintes sera fait dans le sens le plus défavorable (X-X).

B. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 16,08}{100 \times 27} = 0,59 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \quad \alpha_1 = 0,342$$

$$K_1 = 28,86$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,86} = 0,035$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{111,34 \times 10^6}{0,886 \times 270 \times 1608} = 289,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{ST} = 0,035 \times 289,44 = 10,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,13 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 60 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

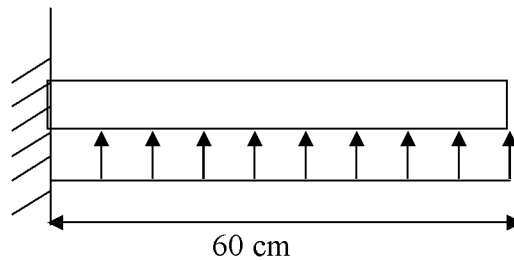


Fig. VI.2 : Schéma statique du débord

➤ Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = 176,64 \text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-176,64 \times 0,60^2}{2} = -31,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A l'ELS : $P_s = 123,45 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-123,45 \times 0,60^2}{2} = -22,22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

a. Calcul des armatures :

a.1. Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bu}} = \frac{31,79 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,79 \times 10^4}{0,989 \times 270 \times 348} = 3,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65\text{cm}^2/\text{ml}$

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

a.1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 25\text{cm}$.

VI.4.2.1. Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

VI.4.2.2. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{31,79}{22,22} = 1,43$$

$$\mu = 0,050 \rightarrow \alpha = 0,0641$$

$$\alpha = 0,0641 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \text{ condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Détermination des efforts :

Pour déterminer les efforts, on utilise le logiciel **Etaps**

➤ Sens longitudinal :

Les moments fléchissant Max sont donnés ci-après :

à l'ELU :

$$M_{ua} = 394,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 220,99 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 468,10 \text{ KN}$$

a. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

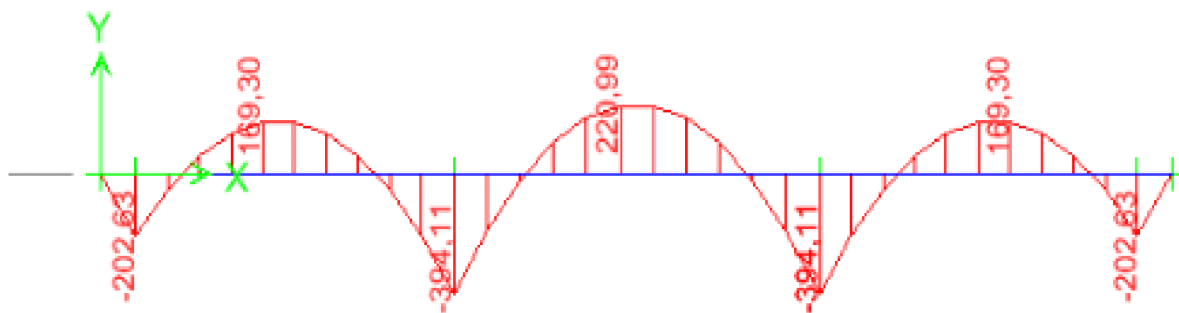


Fig V I.3. Diagramme des moments fléchissant

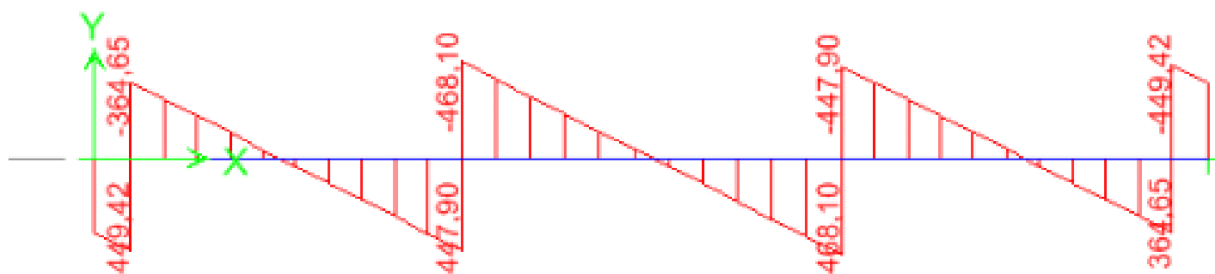


Fig VI.4. Diagramme des efforts tranchants

à l'ELS :

$$M_{sa} = 275,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 154,45 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 574,87 \text{ Kn}$$

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

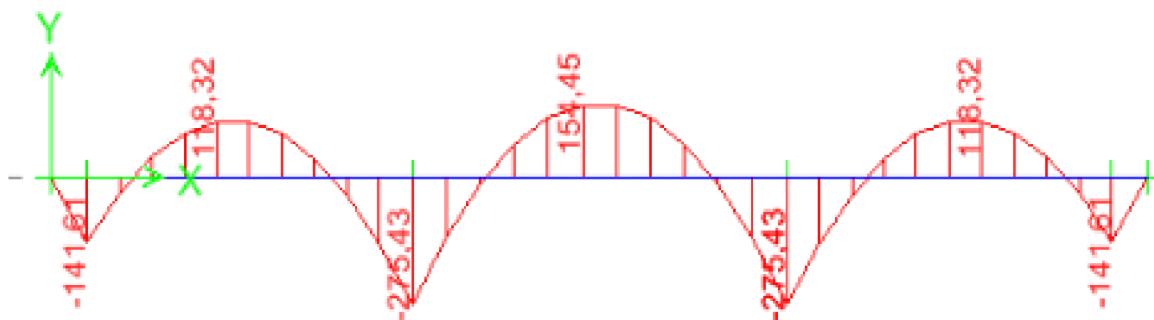


Fig VI.5. Diagramme des moments fléchissant

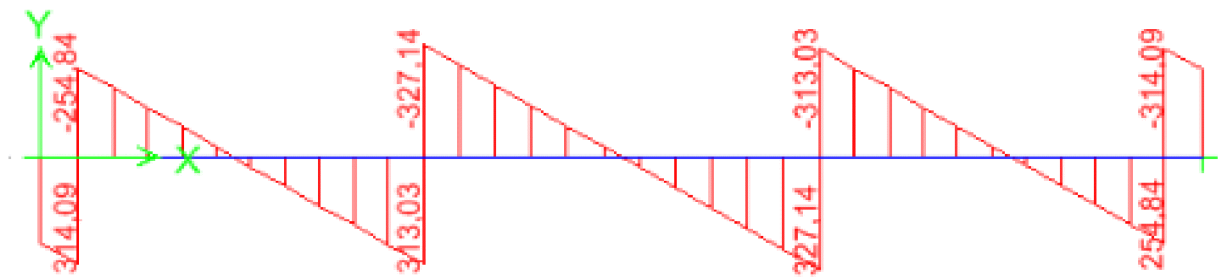


Fig V I.6. Diagramme des efforts tranchants

➤ Sens transversal :

Les moments fléchissant Max sont donnés ci-après :
à l'ELU :

$M_{ua} = 269,84 \text{ KN.m}$

$M_{ut} = 165,39 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 381,89 \text{ KN}$

c. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

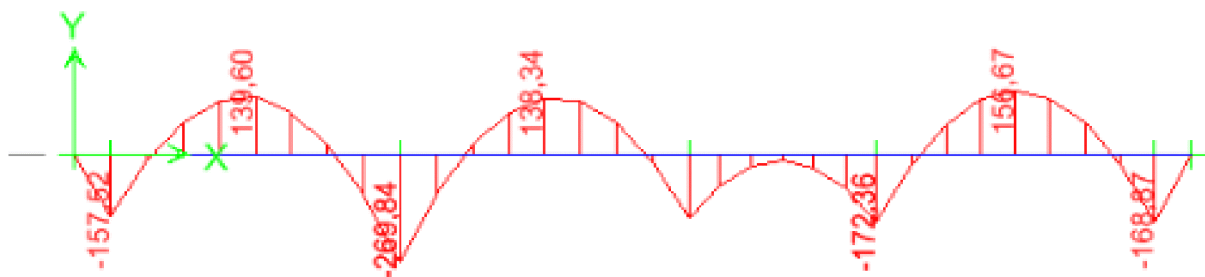


Fig VI.7. Diagramme des moments fléchissant

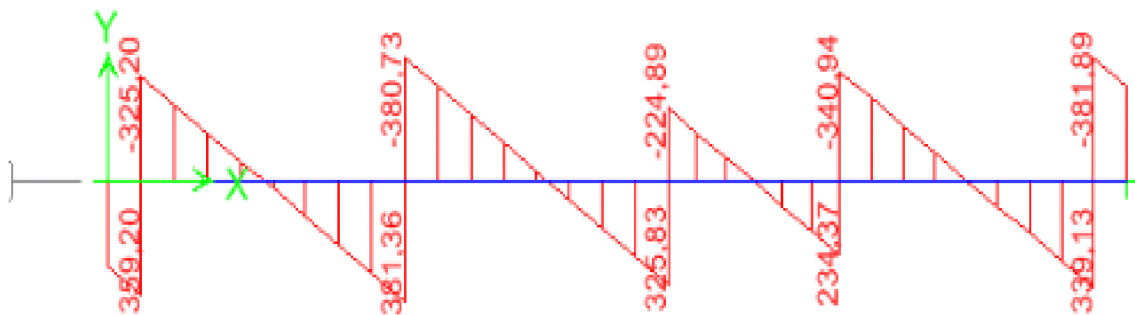


Fig VI.8. Diagramme des efforts tranchants

à l'ELS :

$$M_{sa} = 188,59 \text{KN.m}$$

$$M_{st} = 109,49 \text{KN.m}$$

$$T_{max} = 266,09 \text{K.m}$$

D. Diagramme des efforts internes à l'ELS :

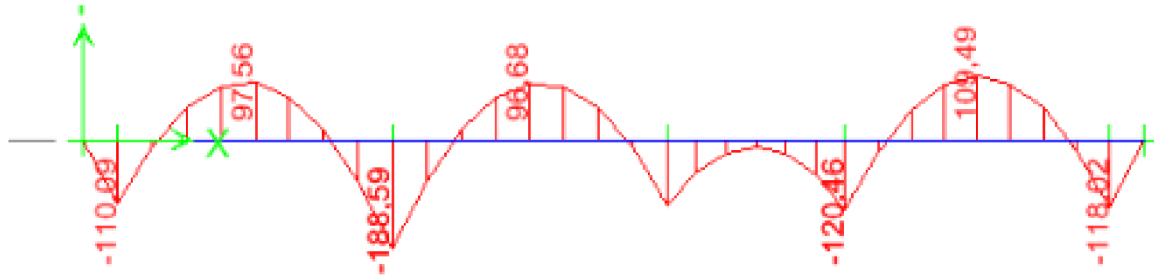


Fig. VI.9. Diagramme des moments fléchissant

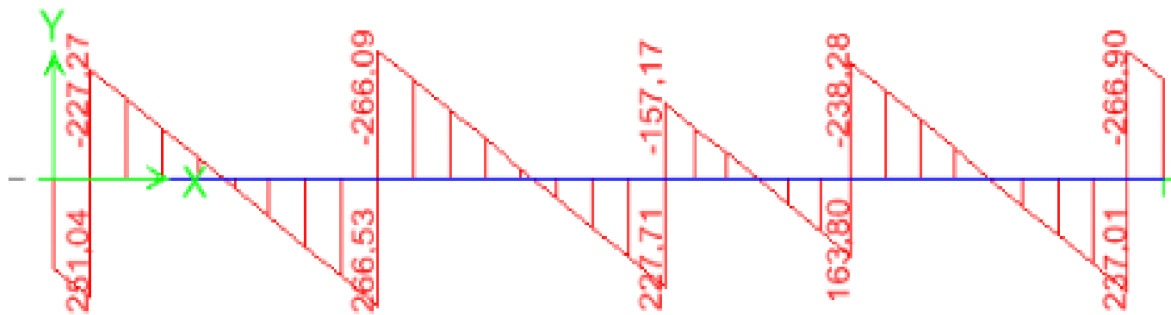


Fig VI.10. Diagramme des efforts tranchants

VI.4. 3.3. Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	A_S (cm ²)	Choix	Section adoptée (cm ²)
Sens longitudinal	Appuis	394,11	13,83	8HA16	16,08
	Travée	220,99	7,62	8HA14	12,32
Sens transversal	Appuis	269,84	9,35	8HA14	12,32
	travée	165,39	5,67	8HA14	12,32

Tab. VI.5. Ferrailage de la nervure

IX.4. 3.4. Vérification à l'ELU :**a. Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 27 \times 2,1}{400} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b. Espacement des armatures transversales:

D'après (ART 7.5.2.2) RPA2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

En Zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$$

$$S_t \leq \min (28,5; 24)$$

$$S_t \leq 24$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{115}{2}$$

$$S_t \leq 57,5$$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm}$

c. Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{819,01}{600 \times 970} \times 10^3 = 1,4 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification à l'E.L.S :

Etat limite de compression du béton :

➤ **En appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{394,11}{275,43} = 1,43$$

$$\mu = 0,098 \rightarrow \alpha = 0,1291$$

$$\alpha = 0,1291 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{220,45}{154,45} = 1,43$$

$$\mu = 0,054 \rightarrow \alpha = 0,0694$$

$$\alpha = 0,0694 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VI -Etude du voile périphérique :**Introduction :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 25 cm.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - 0.5}{0.86} \Rightarrow K = 0.577$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 62.68 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 4.08) = 45.79 \text{ KN/m}^2$$

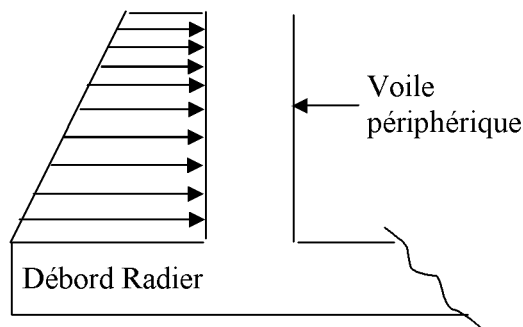
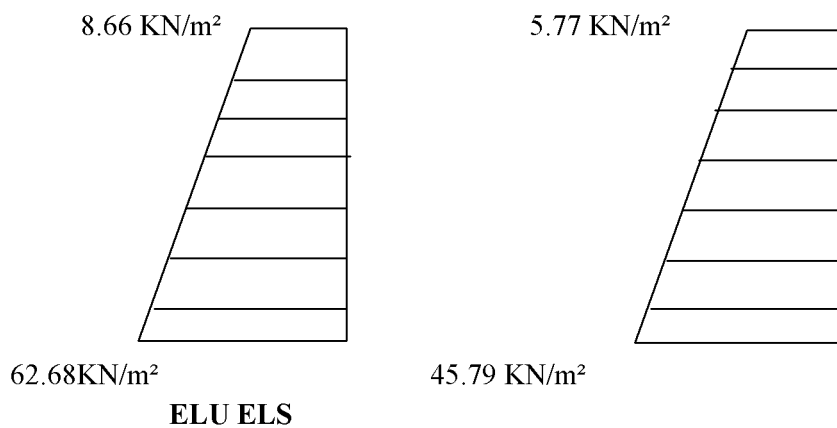


Diagramme des contraintes :

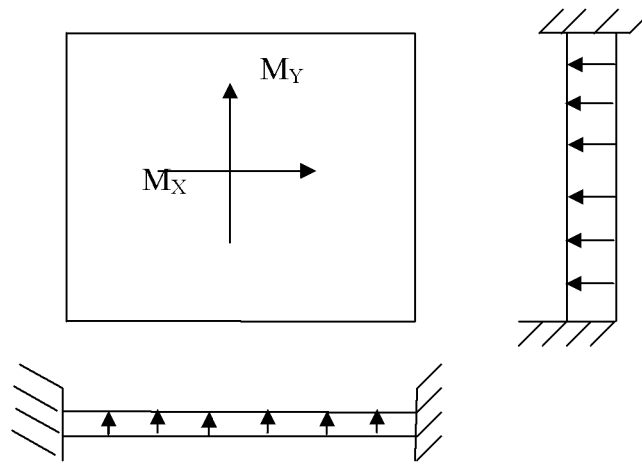


$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 62.68 + 8.66}{4} = 49.17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 45.79 + 5.77}{4} = 35.78 \text{ KN/ml}$$

Ferrailage du voile périphérique :

- Méthode de calcul :** Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

➤ **Identification des panneaux :**

$$l_X = 4.08 \text{ m}$$

$$l_Y = 4.75 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_X}{l_Y} = \frac{4.08}{4.75} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.0509 \\ \mu_Y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0.0509 \times 49.17 \times 4.08^2 = 41.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0.685 \times 41.66 = 28.53 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 41.66 = 20.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 41.66 = 31.24 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 28.53 = 14.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 28.53 = 21.39 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0X} = 0.0579 \times 35.78 \times 4.08^2 = 34.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.778 \times 34.48 = 26.82 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0X} = 17.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0X} = 25.86 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0Y} = 13.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0Y} = 20.11 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ _l	section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (c m ²)	st (cm)
xx	Appuis	20.83	0.0277	0.392	SSA	0.986	2.64	2.5	6HA12 =6.78	15
	Travée	31.24	0.041	0.392	SSA	0.979	3.98	1.5	6HA12 =6.18	15
yy	Appuis	14.26	0.0189	0.392	SSA	0.991	1.8	1.5	6HA12 =6.18	15
	travée	21.39	0.028	0.392	SSA	0.986	2.71	1.5	6HA12 =6.18	15

Tableau : ferrailage du voile périphérique

1. Recommandations du RPA :

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)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

Vérification à l'ELS :

- vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	20.83	17.24	1.2	0.0355	0.35	vérifiée
	Travée	31.24	25.86	1.2	0.0520	0.35	vérifiée
YY	appui	14.26	13.41	1.06	0.0227	0.28	vérifiée
	travée	21.39	20.11	1.06	0.0355	0.28	vérifiée

Tableau vérification des contraintes à l'ELS

D'où la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

CHAPITRE VII

Etude de contreventement

VII.1.Introduction:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.

-Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.2Inertie des voiles:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{el^3}{12} \\ I_x = \frac{1e^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{el^3}{12} \\ I_y = \frac{1e^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

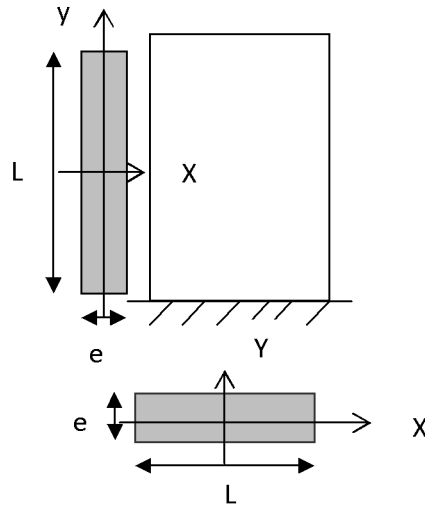


Fig.VII.1) Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Tableau VII-1) Inertie des voiles transversaux :

Niveau		L	e	I_x	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x(m^4)$
Du s.soljusqu'au 10 ^{eme} étages	VT1	1,30	0,2	0,04	12	0,32
	VT2	1,30	0,2	0,04		
	VT3	1,30	0,2	0,04		
	VT4	1,30	0,2	0,04		
	VT5	1,30	0,2	0,04		
	VT6	1,30	0,2	0,04		
	VT7	1,30	0,2	0,04		
	VT8	1,30	0,2	0,04		

- Tableau VII-2) Inertie des voiles longitudinaux :

Niveau		L	e	I_Y	nombre d'étages	$I_{ey} = \sum I_y(m^4)$
De S.sol jusqu'à 10 ^{ème} étages	VL1	2,00	0,2	0.13	12	2.68
	VL2	2,00	0,2	0.13		
	VL3	2,00	0,2	0.13		
	VL4	3,85	0,2	0.95		
	VL5	2,00	0.13	0.13		
	VL6	3,85	0,2	0.95		
	VL7	2,00	0,2	0.13		
	VL8	2,00	0,2	0.13		

IV.3. Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie 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 a 1 tonnes ,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. En fixant l'inertie du refend à 1m², 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.

VII.3.1.Calcul de l'inertie fictive:

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «Moment des aires».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau VII-3) Calcul de la flèche :

Niveaux	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i ×d _i	∑S _i ×d _i =EI <i>f_i</i>
10	3,00	3,00	0,00	4,50	2,00	9,00	68121.52
09	3,06	9.06	3,00	18.45	1,78	32,84	60937.28
08	3,06	18.18	9.06	41.67	1,70	70,84	53594.23
07	3,06	30.36	18.18	74.26	1,66	123,27	46206.38
06	3,06	45.60	30.36	116.21	1,63	189,42	38956.19
05	3,06	63.90	45.60	167.53	1,61	269,72	31887.78
04	3,06	85.26	63.90	228.21	1,60	365,14	25109.76
03	3,06	109.68	85.26	298.26	1,59	474,23	18754.63
02	3,06	137.16	109.68	377.66	1,55	585,37	13008.65
01	3,06	167.7	137.16	466.43	1.58	737.75	8050.85
RDC	3,74	171.44	167.7	634.19	1,87	1185,93	4604.52
S.sol	3,57	175.01	171.44	618.41	1,79	1106.95	1106.95

Nous aurons :

$$f_{s.sol} = \frac{618,19 \times 1,79}{EI} = \frac{1106,95}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{618,19 \times (1,79 + 3,74) + 634,19 \times 1,87}{EI} = \frac{4604,52}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{618,19 \times (1,79 + 3,74 + 3,06) + 466,43 \times (1,58 + 3,06) + 377,66 \times 1,55}{EI} = \frac{8050,85}{EI}$$

•

•

•

•

$$f_{10}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

a) Calcul des déplacements des portiques:

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

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 :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

T_n : est donnée par la (figure Fig.IV.4). T_n en (t).

$$K_{tn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : Portée libre de la poutre.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

b) Inertie fictive des portiques:
Tableau VII-4) Inertie fictive sens longitudinal :

NI V	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m ²	$E\Psi_n$ t/m ²	$\Delta_n t/m$	$\sum \Delta_i t/m$	f_i m	I_{ei} m ⁴
10	0,00029	0,000697	3.00	0,00	431.034	567.63	1702.89	228164.52	68121.52	0.3
09	0,00029	0,000697	6.06	3.00	1301.72	1590.9	4868.154	226461.64	60937.28	0.27
08	0,00029	0,000697	9.12	6.06	2181.034	2831.76	8665.18	221593.48	53594.23	0.24
07	0,00029	0,0011	12.18	9.12	3060.34	3543.42	10842.86	212928.30	46206.38	0.22
06	0,00029	0,0011	15.24	12.18	3939.65	4654.53	14242.86	202085.44	38956.19	0.19
05	0,00029	0,0011	18.30	15.24	4818.96	5765.66	17642.92	187842.58	31887.78	0.17
04	0,00029	0,0017	21.36	18.30	5698.27	6305.67	19295.35	170199.66	25109.76	0.15
03	0,00029	0,0017	24.24	21.36	6551.72	7313.22	22378.45	150904.31	18754.63	0.12
02	0,00029	0,0017	27.48	24.24	7431.03	7338.41	22455.53	128525.86	13008.65	0.10
01	0,00029	0.0025	30.54	27.48	8336.21	8901.62	27238.96	106070.33	8050.85	0.076
RD C	0,00029	0,0025	34.28	30.54	9313.22	10253.04	38346.37	78831.38	4604.52	0.058
s.sol	0,00029	0.0025	37.85	34.28	10363.50	11340.34	40485.01	40485.01	1106.95	0.027

Tableau VII-5) Inertie fictive sens transversal:

NI V	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	M_n	M_{n+1} t.m	$E\theta_n$ t/m ²	$E\Psi_n$ t/m ²	$\Delta_n t/m$	$\sum \Delta_i t/m$	f_i m	I_{ei} m ⁴
10	0.00053	0,00069	3.00	0,00	235.85	444.24	1332.72	142363.0	68121.52	0.48
09	0.00053	0,000697	6.06	3.00	712.26	1205.93	2277.86	141030.3	60937.28	0.43
08	0.00053	0,000697	9.12	6.06	1193.39	2054.27	6286.06	138752.4	53594.23	0.39
07	0.00053	0,0011	12.18	9.12	1674.53	2356.69	7211.47	132466.4	46206.38	0.35
06	0.00053	0,0011	15.24	12.18	2155.66	3069.63	9393.06	125254.9	38956.19	0.31
05	0.00053	0,0011	18.30	15.24	2636.79	3782.68	11575.00	115516.86	31887.78	0.28
04	0.00053	0,0017	21.36	18.30	3117.92	3924.4	12008.66	103941.86	25109.76	0.24
03	0.00053	0,0017	24.24	21.36	3584.90	4539.65	13891.32	91933.20	18754.63	0.20
02	0.00053	0,0017	27.48	24.24	4066.38	5187.40	15873.44	78041.88	13008.65	0.16
01	0.00053	0.0025	30.54	27.48	4561.32	5331.85	16315.46	62168.44	8050.85	0.13
RD C	0.00053	0,0025	34.28	30.54	5095.91	5917.28	22130.62	45852.98	4604.52	0.10
s.sol	0.00053	0.0025	37.85	34.28	5670.59	6644.92	23722.36	23722.36	1106.95	0.047

d) Inerties moyennes des portiques:**Tableau VII-6) Inertie moyennes sens longitudinal :**

NIVEAU	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
$I_{ey}(m^4)$	0.30	0.27	0.24	0.22	0.19	0.17	0.15	0.12	0.10	0.07	0.05	0.02
$I_{moy}(m^4)$	0.16											

Tableau VII-7) Inertie moyennes sens transversal:

NIVEAU	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
$I_{ey}(m^4)$	0.48	0.43	0.39	0.35	0.31	0.28	0.24	0.20	0.16	0.13	0.1	0.04
$I_{moy}(m^4)$	0.29											

e) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:
Tableau VII-8) pourcentage des inerties sens longitudinal:

	Imoyparniveau(m ⁴)	%departicipation
Portiques	0.16	5.63 %
Voiles	2.68	94.37%
Somme	2.84	100%

Tableau IV-9) pourcentage des inerties sens transversal:

	Imoyparniveau(m ⁴)	%departicipation
Portiques	0.29	47.54 %
Voiles	0.32	52.46 %
Somme	0.61	100%

Conclusion :

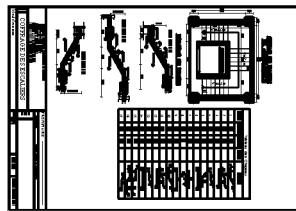
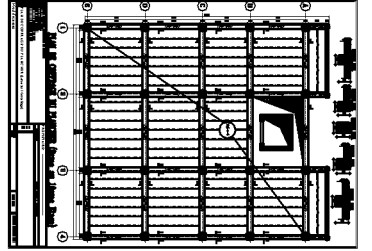
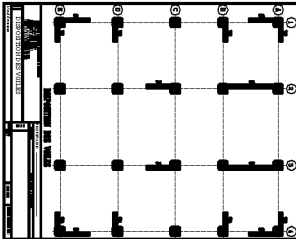
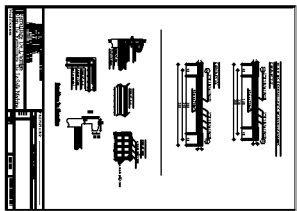
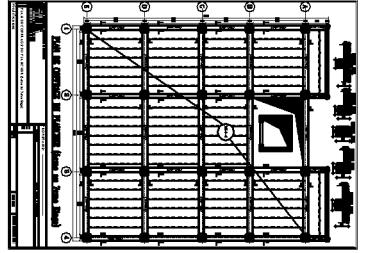
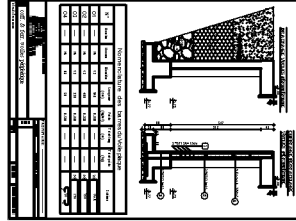
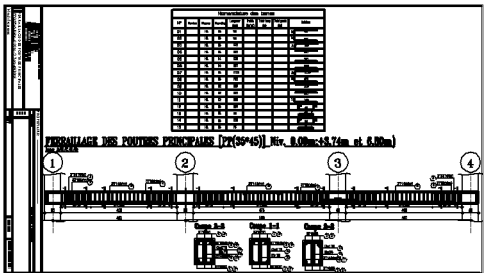
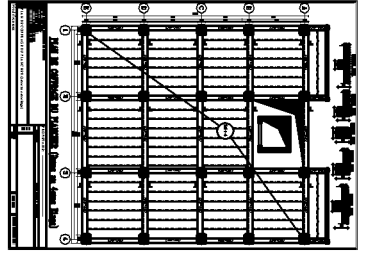
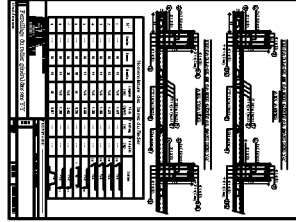
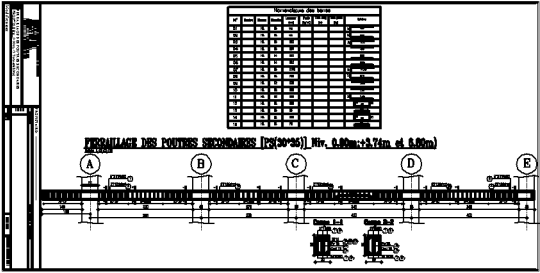
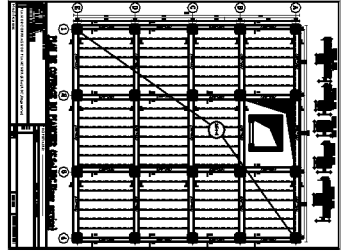
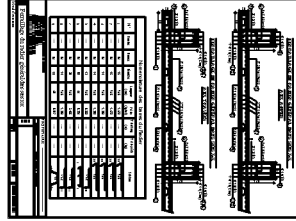
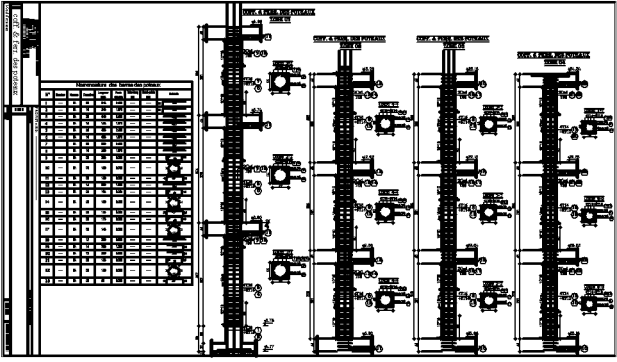
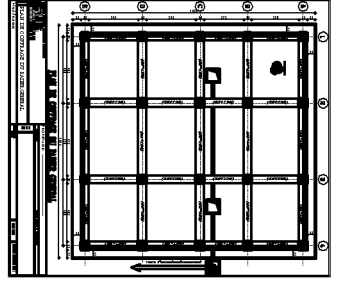
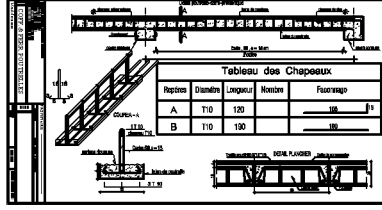
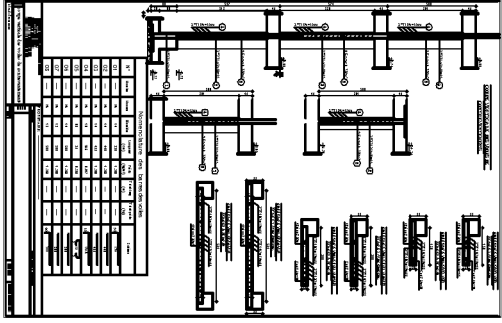
En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement , nous avons constaté que :

- 1- Les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal. Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25%**(tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans le sens transversal.
- 2- L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques dans le sens longitudinal (les voiles vont reprendre au moins 95% des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le RPA, le système de contreventement pour le sens longitudinal est du type 4a : **portiques contreventés par des voiles sans interactions.**

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau4.3.RPA99révisé2003).

GENIE CIVIL



Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, AUTOCAD, ... ou encore le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du logiciel ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA 2003**).

- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL91 modifier 99**.

- **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.

- Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.

- Cours et TD des années de spécialité.