

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT R+5 AVEC UN SOUS SOL

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

STRUCTURES

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

1/ KHANOUF ASMA

2/ ZAHZOUH MOUNA

DIRECTEUR DU MEMOIRE : HCHAUCHE A/MADJID

GENIE CIVIL, U B M ANNABA

DEVANT LE JURY :

HAMMOUDA ABDELAZIZ

SELOUGHA MOKHTAR

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

◆ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

◆ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur M^r H.CHAOUCHÉ A/MADJID pour ses soutiens, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

◆ *Il nous est très agréable de remercier les membres de jury pour avoir aimablement accepté de juger et d'évaluer ce mémoire.*

◆ *Enfin, Je voudrais également remercier tous ceux et celles qui de près ou de loin nous apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent l'expression de notre profonde gratitude*

DEDICASE

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

◆ *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*

◆ *Mes sœurs*

◆ *Toute ma famille*

◆ *Mes amies.*

◆ *A toute la Promotion 2019.*

◆ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

SOMMAIRE

<i>CHAPITRE I :INTRODUCTION GENERALE.....</i>	<i>PAGE 1</i>
<i>CHAPITRE II :ASPECT ARCHITECTURAL</i>	<i>PAGE 2</i>
<i>CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</i>	<i>PAGE 5</i>
<i>CHAPITRE IV : PRE-DIMENSIONNEMENT</i>	<i>PAGE 13</i>
<i>IV-1- Introduction.....</i>	<i>PAGE 13</i>
<i>IV-2- Pré dimensionnement des poutres</i>	<i>PAGE 13</i>
<i>IV-3- Pré dimensionnement des poteaux</i>	<i>PAGE 14</i>
<i>IV-4- Pré dimensionnement des poutrelles</i>	<i>PAGE 15</i>
<i>IV-5-Pré-dimensionnement des voiles</i>	<i>PAGE 17</i>
<i>IV-6-Pré-dimensionnement des Balcons.....</i>	<i>PAGE 18</i>
<i>CHAPITRE V : EVALUATION DES CHARGES ET DESCENTE DES CHARGES</i>	<i>PAGE19</i>
<i>CHAPITRE VI : ETUDES DES PLANCHERS.....</i>	<i>PAGE 31</i>
<i>CHAPITRE VII :LES ELEMENTS SECONDAIRES.....</i>	<i>PAGE 50</i>
<i>VII-1- Introduction</i>	<i>PAGE 50</i>
<i>VII-2- L'acrotère</i>	<i>PAGE 51</i>
<i>VII-3- balcon.....</i>	<i>PAGE 55</i>
<i>VII-4- Escalier</i>	<i>PAGE 61</i>
<i>CHAPITRE VIII: ETUDE SISMIQUE</i>	<i>PAGE 85</i>
<i>CHAPITRE IX : ETUDE PORTIQUE.....</i>	<i>PAGE 97</i>
<i>CHAPITRE X: ETUDE DES VOILES</i>	<i>PAGE 129</i>
<i>CHAPITRE XII :ETUDE DES INFRASTRUCTURE</i>	<i>PAGE 138</i>
<i>CONCLUSION</i>	
<i>BIBLIOGRAPHIQUE</i>	

CHAPITRE I
INTRODUCTION
GENERALE

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...). Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériaux.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations, ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 5 étages avec un sous-sol (commercial) dont le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 ou BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003.

CHAPITRE II
ASPECT
ARCHITECTURAL

II-1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet de 36 logements promotionnels et locaux commerciaux du programme de l'agence algérienne du développement du logement.

C'est un bâtiment R+5 (un rez-de-chaussée plus 5 étages) avec un sous-sol à usage du commerce et habitations. Il est implanté dans El-Hadjar de la wilaya d'Annaba. La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation. L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 2 », ville située en zone IIa, selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003. La structure du bâtiment est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

II-2) Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

❖ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 18.36 m
- Hauteur de RDC 3.06 m
- Hauteur d'étage courant 3.06 m
- Hauteur de sous-sol 4.41 m

❖ **Dimensions en plan :**

- Largeur en plan 23.3 m
- La longueur en plan 9.20

❖ **Données du site :**

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- le sol de site considéré comme ferme (S2).
- contrainte admissible du sol $\sigma = 3.5$ bars.

II-3) Règlement et normes :

- ✓ Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003).
- ✓ Règlement CBA93 et BAEL91.

✓ Différents Documents techniques règlementaires « DTR ».

II-4) Conception structurale :

II-4-1) Planchers :

♦ Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles.

Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Raison économique.



Figure II-1 : Plancher à corps creux

♦ Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

II-4-2) Maçonnerie : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

♦ Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

♦ Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

II-4-3) L'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type a volées parallèles, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé.

II-4-4) Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- *Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.*
- *Des portiques constitués par des poteaux et des poutres.*

II-4-5) Les Revêtements :

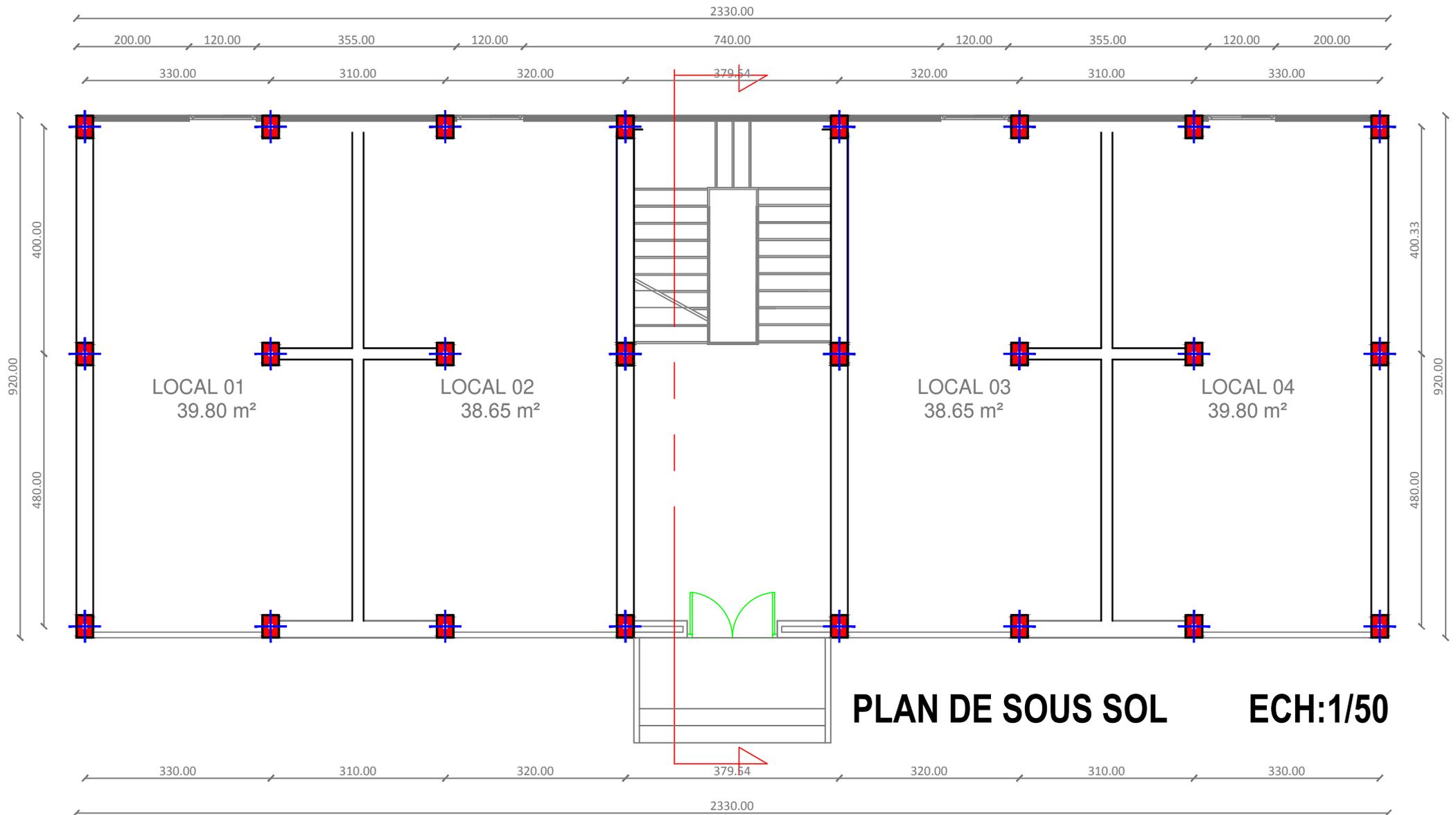
- ✓ *Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.*
- ✓ *Plâtre : pour les cloisons et les plafonds.*
- ✓ *Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.*

II-4-6) Balcon :

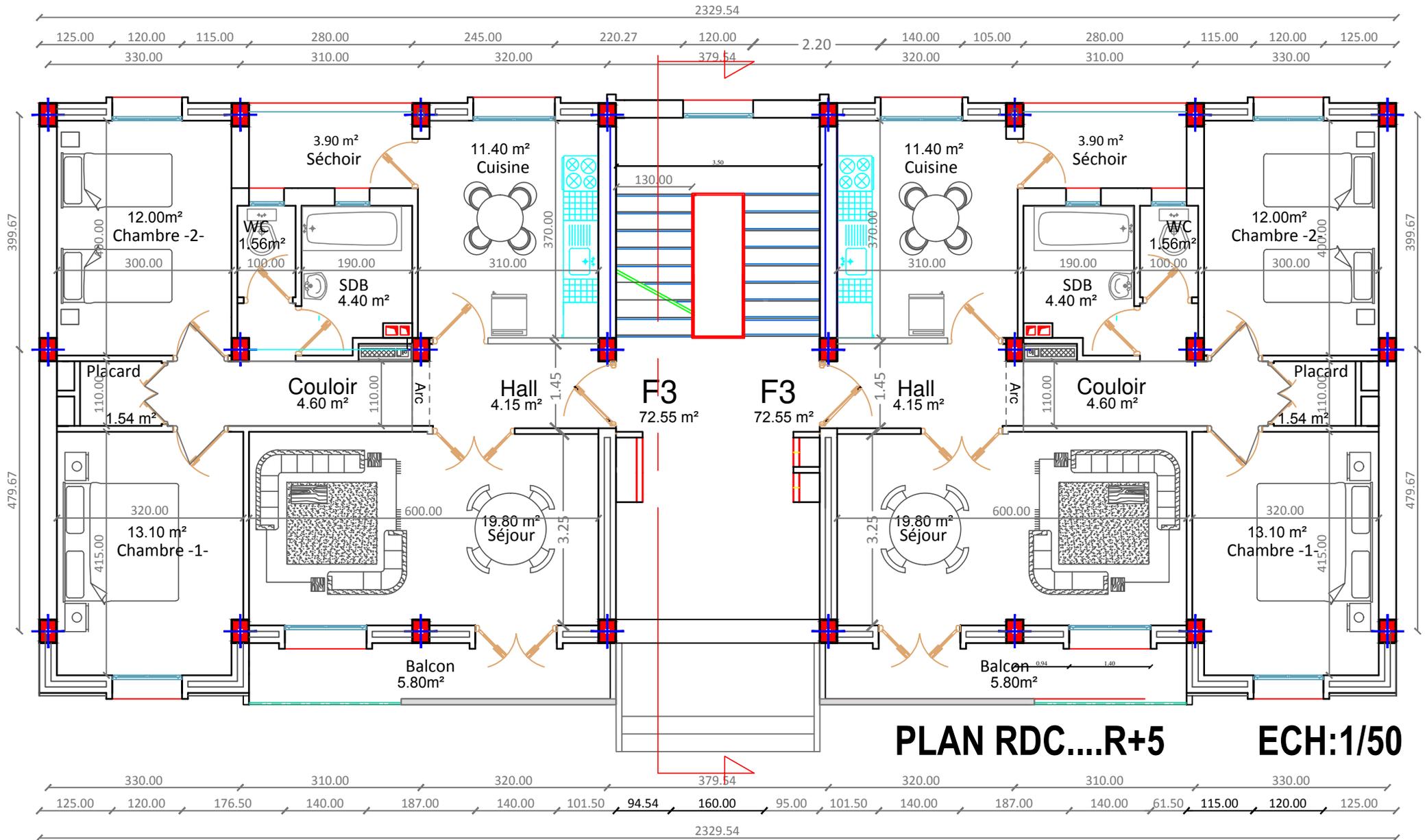
Le balcon est une dalle pleine reposant sur des poutres, il est encastré au niveau du plancher. Dans notre structure, il y a des différents types de balcons que nous étudierons dans les prochains chapitres.

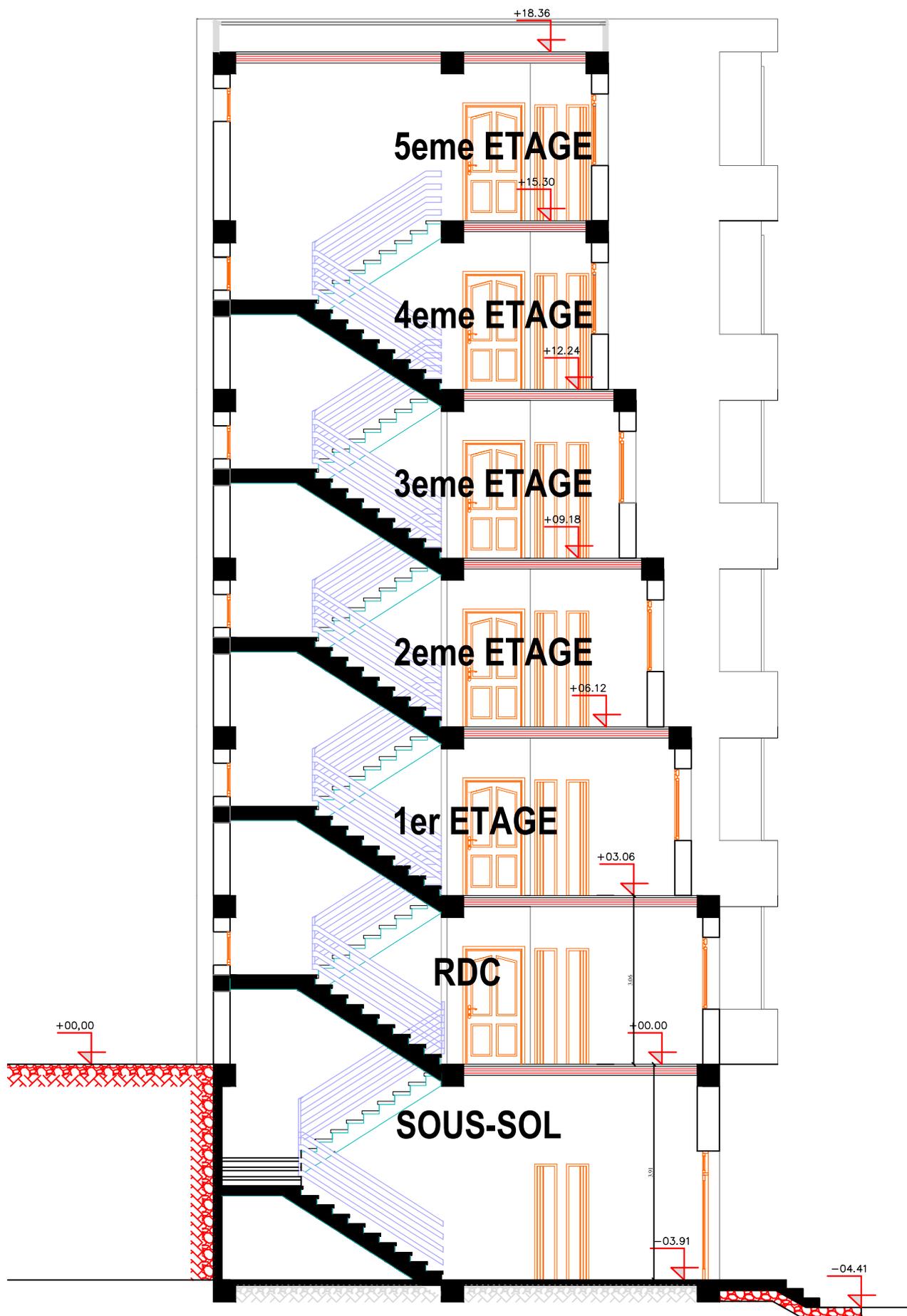
II-5) Différents Plans de la construction :

Les plans d'architecture et de coffrage du projet sont les suivants :



PLAN DE SOUS SOL ECH:1/50

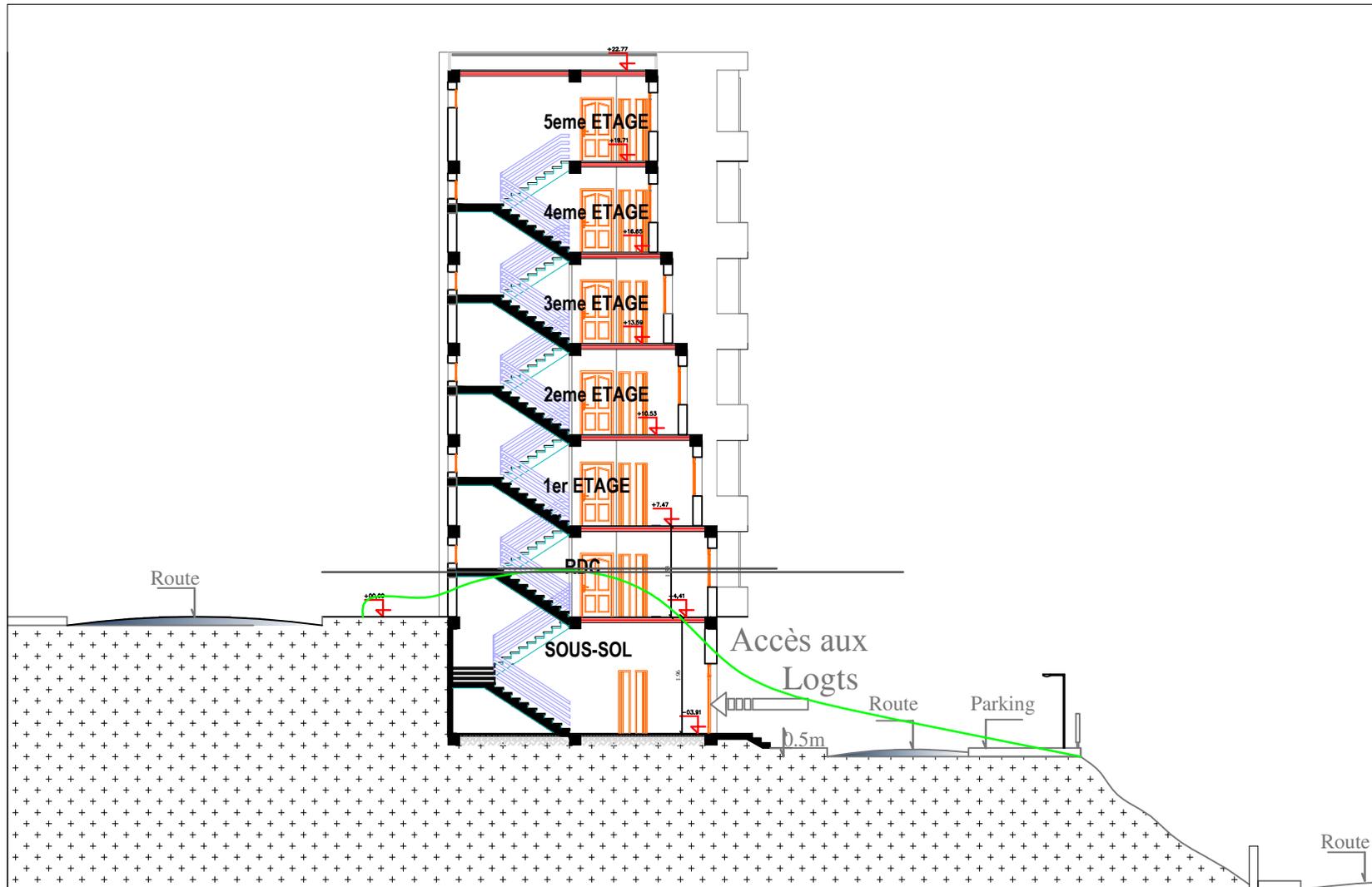




COUPE A - A

ECH:1/50

PLAN DE SITUATION



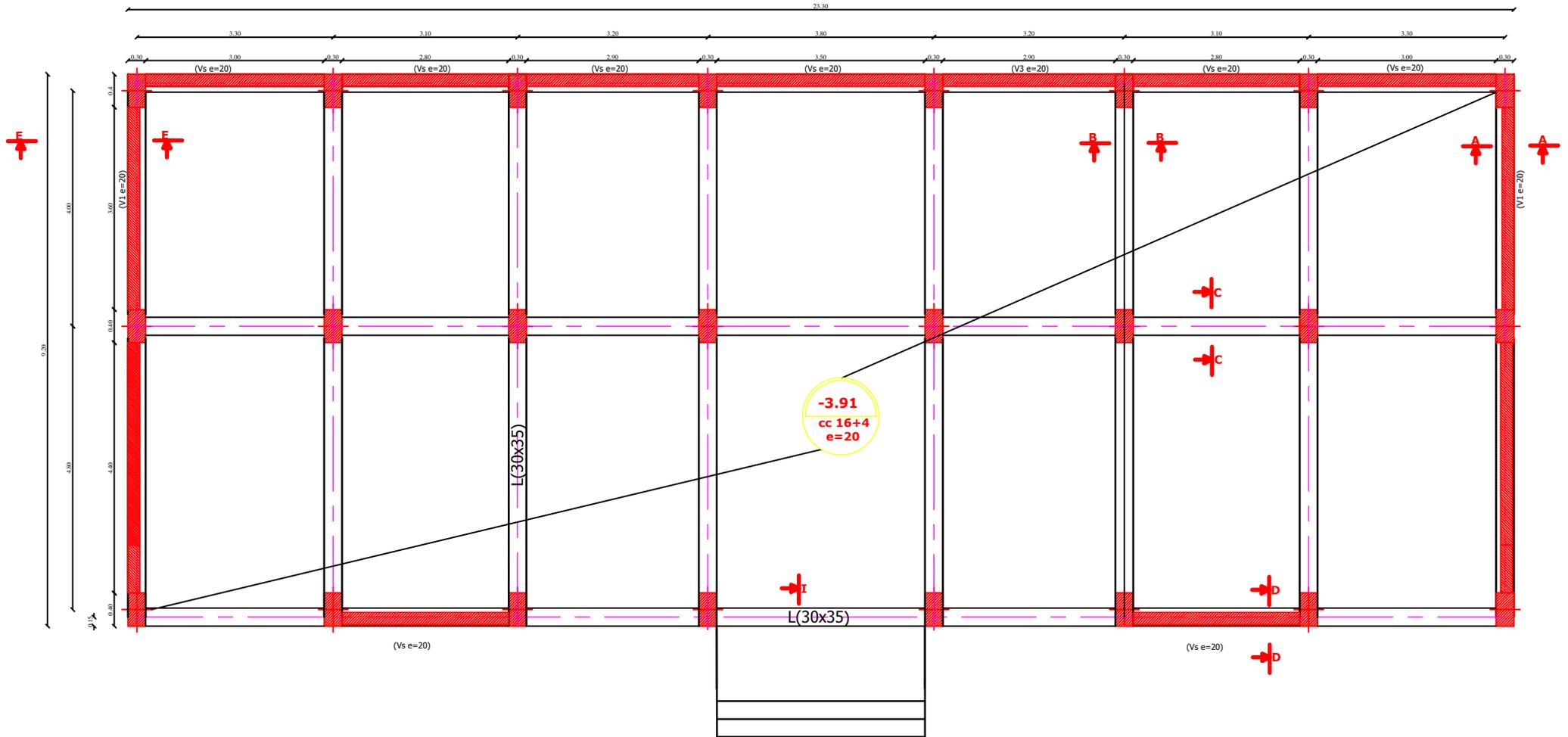
COUPE SUR TERRAIN



FACADE PRINCIPALE

ECH:1/50

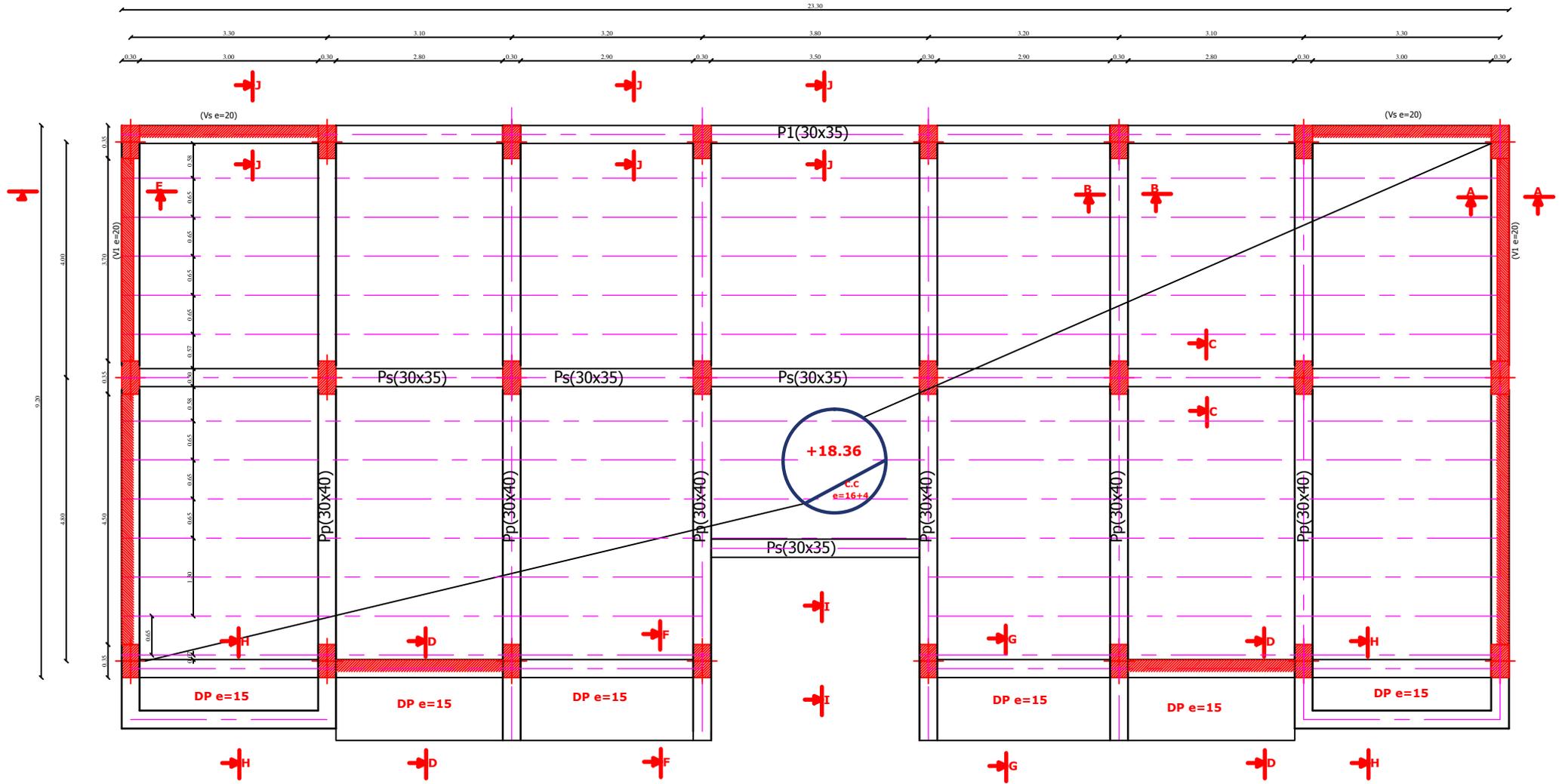
COFFRAGE NIV : -3.91



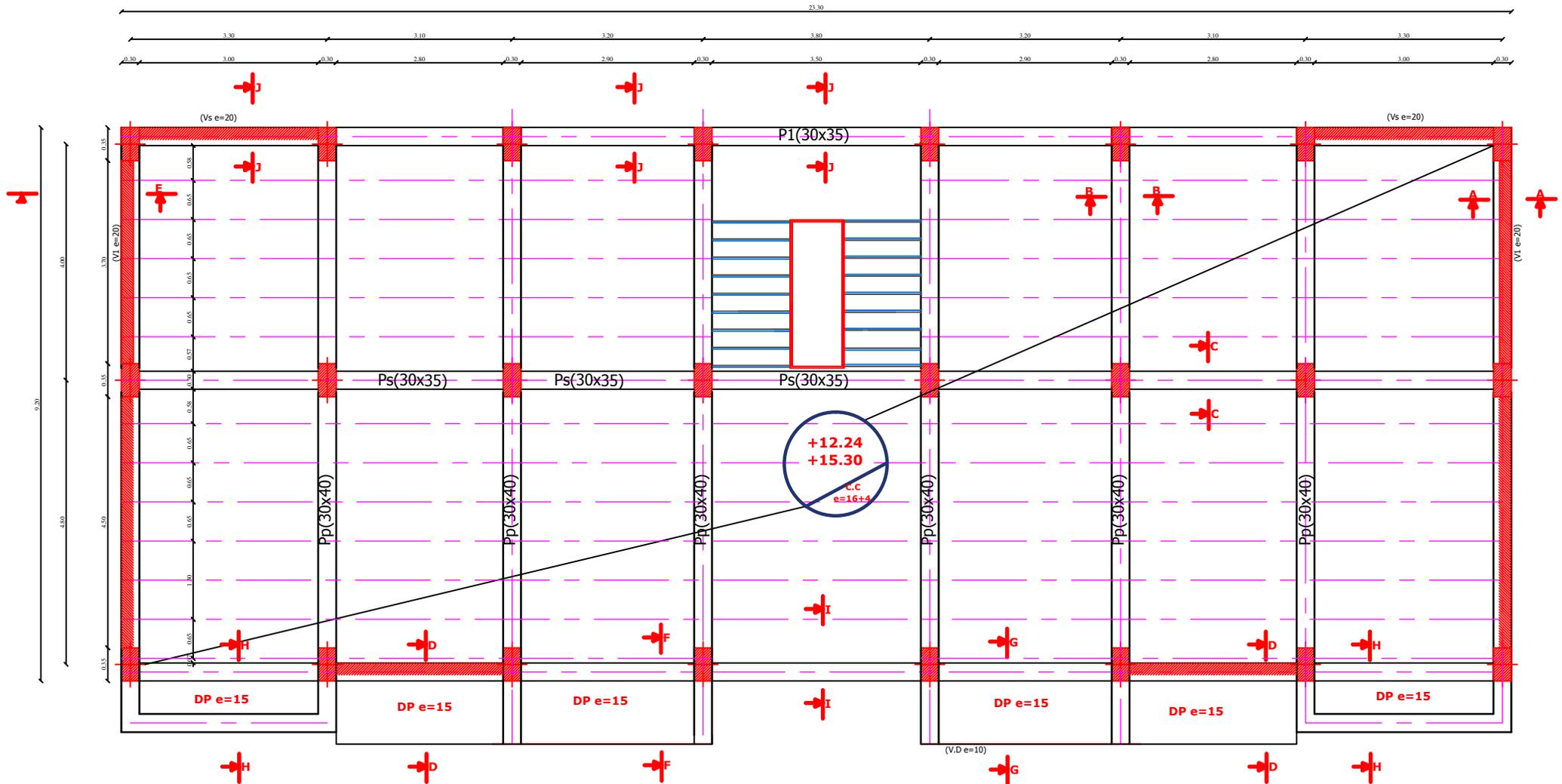


FACADE ARRIERE **ECH:1/50**

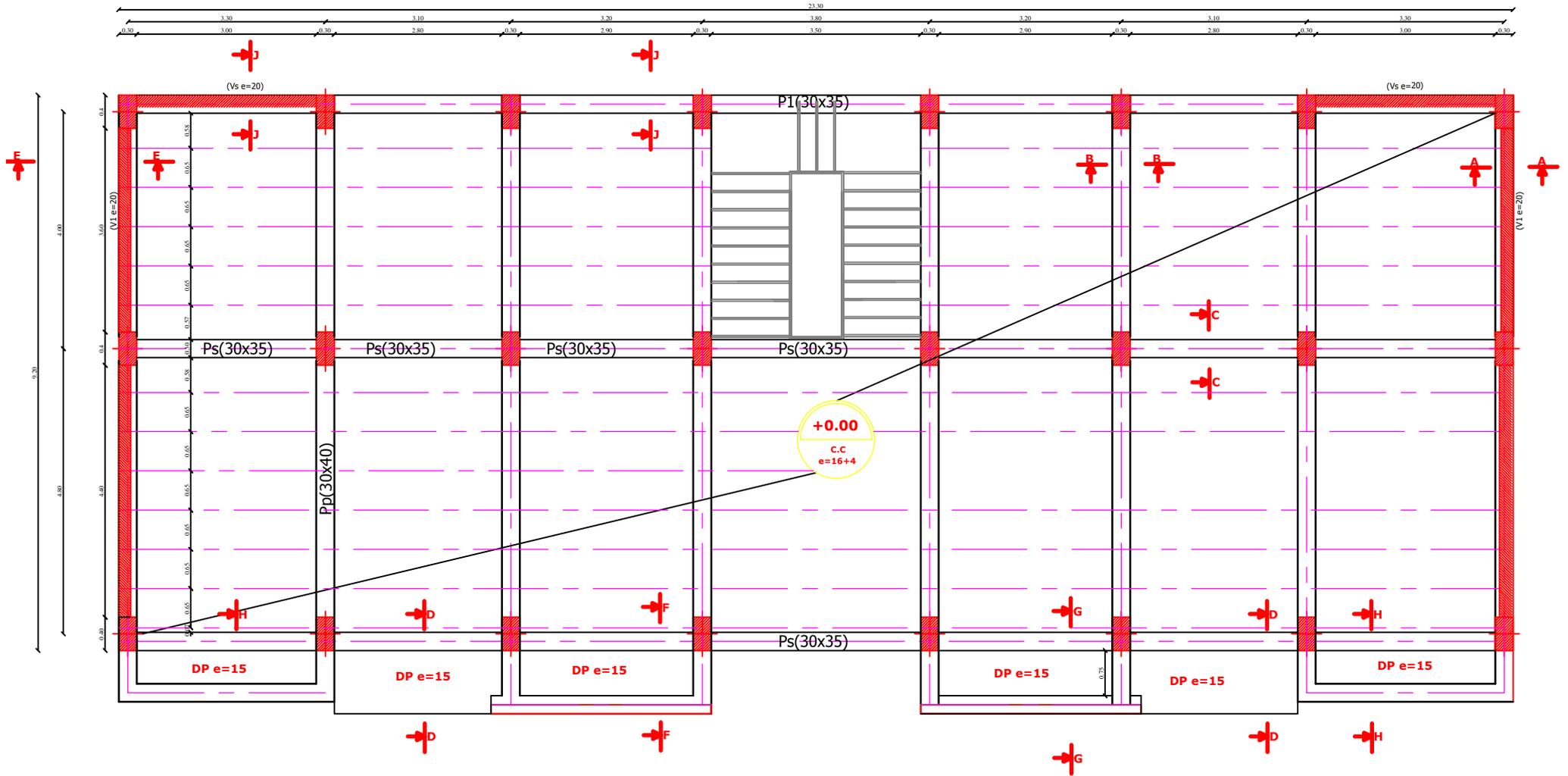
COFFRAGE NIV : +18.36



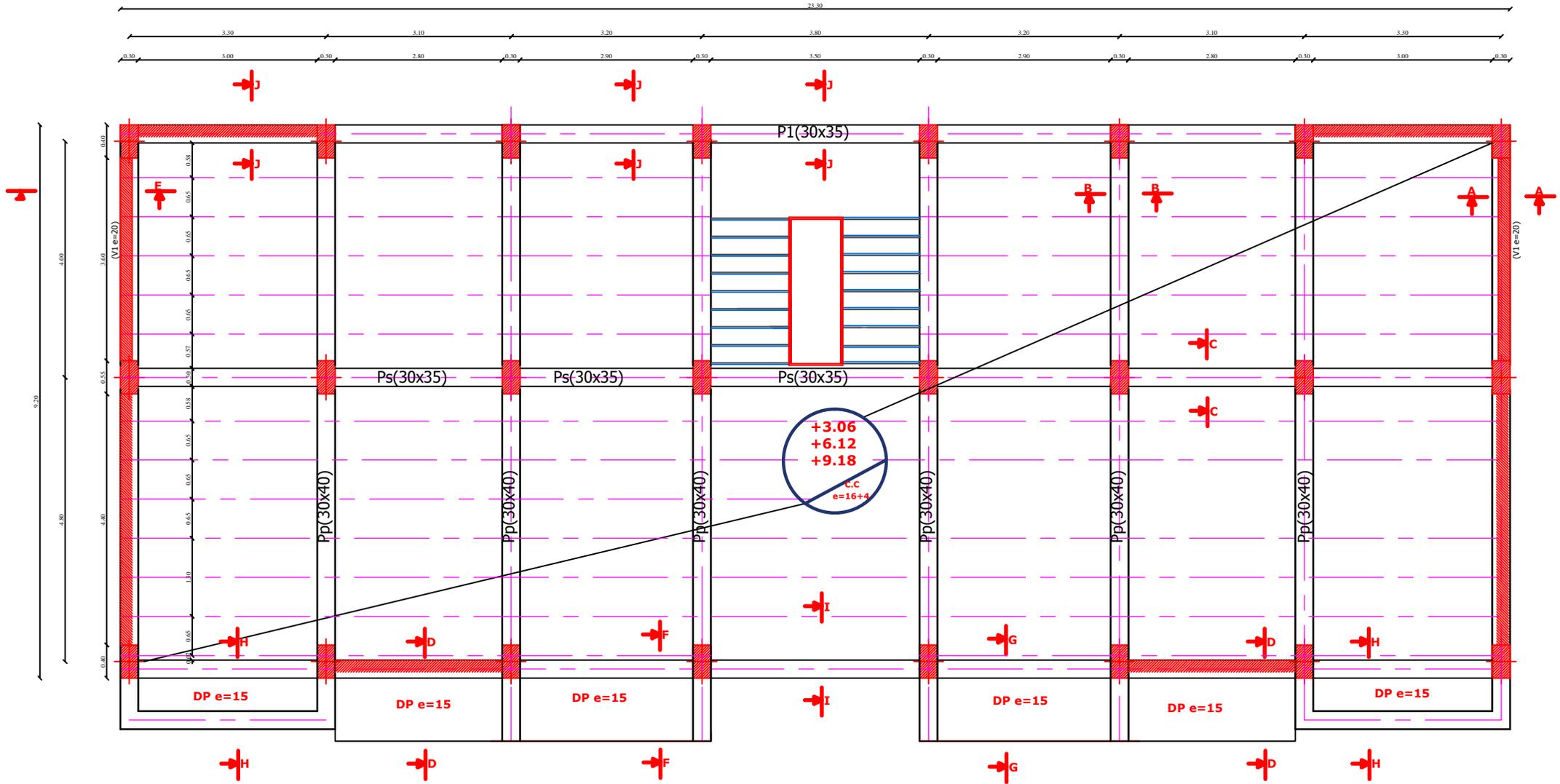
COFFRAGE NIV : +12.24+15.30



COFFRAGE NIV : +0.00



COFFRAGE NIV : +3.06+6.12+9.18



CHAPITRE III
CARACTÉRISTIQUES
DES MATÉRIAUX

III-1) Introduction :

Les matériaux qui constituent la structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux diverses charges, surcharges, et séismes ou vent. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique.

L'ossature de notre ouvrage est réalisée en béton armé et les remplissages sont en briques ou en éléments à base de ciment. Le béton armé est un matériau très largement utilisé dans les constructions pour sa facilité de mise en œuvre et sa capacité d'épouser les formes qu'on lui donne. Il est principalement composé de béton et d'acier. Le béton, quant à lui, est composé de ciment et de granulats. Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage.

III-1-1) Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

A- Classification des bétons :

Le béton utilisé dans le bâtiment, ainsi que dans les travaux publics comprend plusieurs catégories.

En général le béton peut être classé en quatre groupes, selon sa masse volumique ρ :

- Béton lourd : $\rho > 2500 \text{ kg/m}^3$;
- Béton courant : ρ entre 1800 et 2500 kg/m^3 ;
- Béton léger : $\rho = 500$ à 1800 kg/m^3 ;
- Béton très léger : $\rho < 500 \text{ kg/m}^3$

B- Les matériaux composants le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

➔ **Ciment :** Le ciment est un liant hydraulique ayant de bonnes caractéristiques d'adhérence et de cohésion. Hydraté par l'eau, il devient une pâte permettant la liaison et l'enrobage des granulats. Par réaction chimique, il durcit et donne un matériau solide, ayant les caractéristiques d'une pierre.

➔ **Granulats :** Les granulats (ou agrégats) sont un mélange de sable et de gravier de différents calibres (de 0 à 5 mm pour le sable et de 5 à 25mm pour le gravier).

Les granulats sont classifiés en granulométrie par la grosseur de leurs grains, ils constituent le squelette du béton et occupe environ les 70 à 75 % du volume.

➔ **Eau :** L'eau est un élément très important dans l'hydratation du ciment et dans la maniabilité du béton. Son rapport doit répondre à un dosage précis, afin que soit garantie une bonne résistance du béton, l'excès d'eau entraîne un changement dans les caractéristiques du béton qui diminue sa résistance.

Le rapport convenable « eau/ ciment » doit se situer entre (0.4 et 0.6), cependant il dépend des facteurs tels que de l'ouvrabilité souhaiter, de la qualité du béton et de l'utilisation d'adjuvant tels que les plastifiants, les réducteurs d'eau etc.

III-1-2) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Elle est déterminée lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton (16*32)cm d'âge $j < 28$ jour ; sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0.83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

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

III-1-2) Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91) :

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

III-1-3) Contraintes limites :

A- Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec : Tapez une équation ici. γ_b : coefficient de sécurité. $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\longrightarrow f_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$ θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions $\theta = 1$ Si durée d'application est supérieure à 24 heures. $\theta = 0.9$ Si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures. $\theta = 0.85$ Si la durée d'application est inférieure à 1 heure.**B- Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :** $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible. $\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.**C- Contraintes limite de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :** $\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28}$ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **III-1-4) Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

A- Module instantané d'élasticité (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\longrightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$ **B- Module différé d'élasticité (Art A – 2.1.22 BAEL91) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}$

➤ **Module d'élasticité transversal :**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad [\text{MPa}]$$

ν : Coefficient de poisson

➤ **Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service
- $\nu = 0$ l'état limite ultime

III-1-5) Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

❖ **L'état limite ultime :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

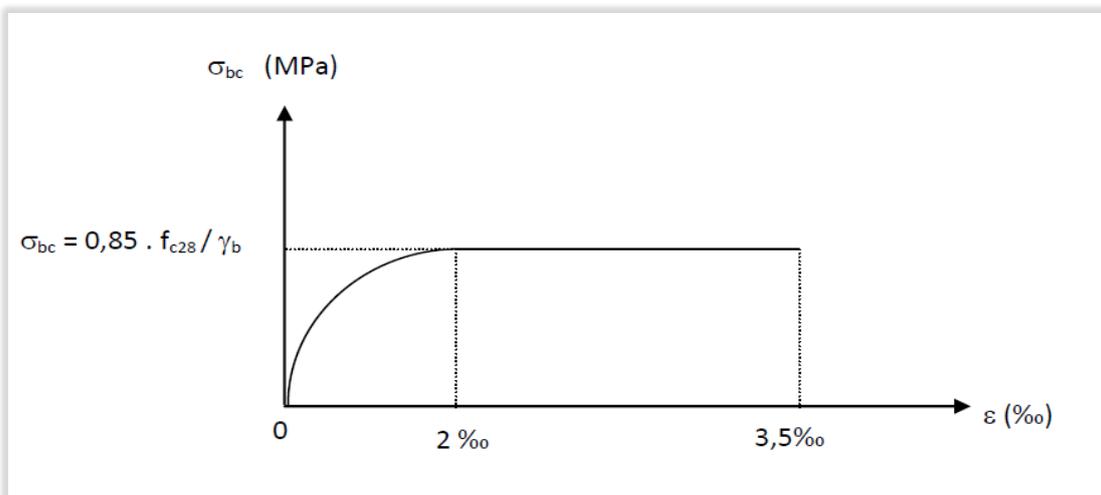


Figure III-1 : Diagramme contrainte de déformation du béton de calcul à l'ELU

III-2-1) L'Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

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

III-2-2) Caractéristiques des aciers utilisés :**Tableau III-1 : Caractéristiques des aciers utilisés**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

III-2-3) module d'élasticité longitudinal :

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

III-2-4) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui Consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

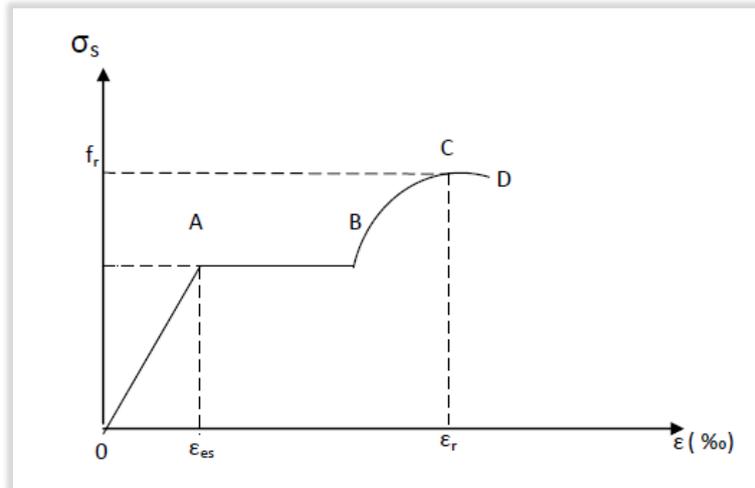


Figure III-2 : Diagramme contrainte de déformation à l'allure

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- ✓ Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- ✓ Zone AB : Domaine plastique
- ✓ Zone BC : Domaine de raffermissement
- ✓ Zone CD : Domaine de striction

III-2-5) Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

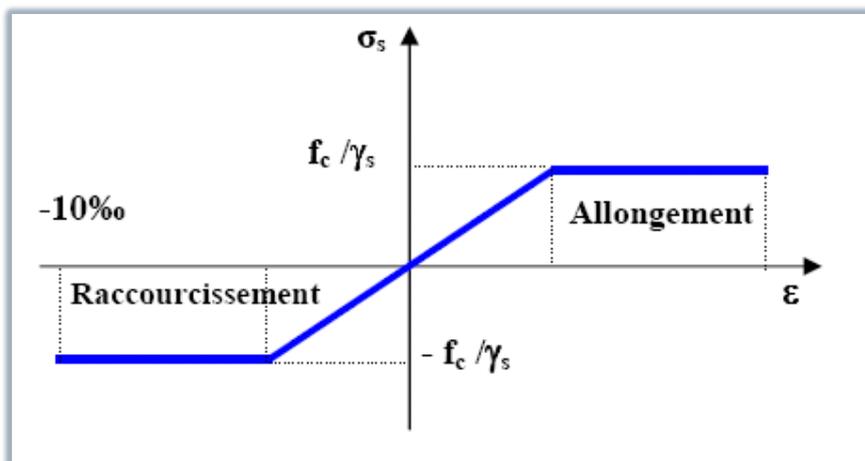


Figure III-3 : Diagramme contrainte -déformation de calcul de l'acier à l'ELU

III-2-6) Limite d'élasticité :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

III-2-7) La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

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

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \approx 2020 \text{ kg/cm}^2$$

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

III-2-8) Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE IV
PRE-
DIMENSIONNEMENT

IV-1) Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape qui consiste à fixer les sections de béton, des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du R.P.A 99 V2003 et du B.A.E.L

IV-2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments principaux supportant les planchers et transmettant leurs charges aux poteaux ou voiles. Ce sont des éléments fléchis soumis à la flexion simple.

Elles sont conçues selon leur rôle et leur fonctionnement, elles seront donc :

- Rectangulaires (respectant l'aménagement architectural).
- Les dimensions doivent être conformes aux règles pour éviter les difficultés de ferrailage, de bétonnage, la flexibilité des poutres plates et éventuellement un coût élevé.

IV-2-1) Poutres secondaire :

La poutre a une hauteur dénommée h et une largeur b .

D'après les règles BAEL :

$$\frac{L_0}{15} \leq h \leq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : la plus grande portée entre nu : $L_0 = 380 - 30 = 350\text{cm}$

$$L_0 = 350\text{cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

On adopte:

$$h = 35\text{cm}$$

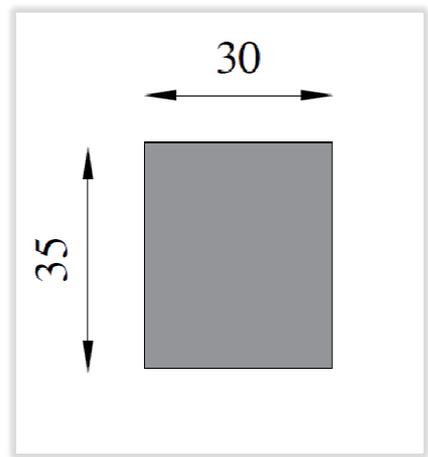
$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

$10.5 \leq b \leq 14 \Rightarrow$ selon l'RPA: $b \geq 20\text{cm}$

On adopte $b = 30\text{cm}$

La vérification selon l'RPA99 Art 7-5-1 :

- $h = 35\text{cm} > 30 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $b = 30\text{cm} > 20 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.16 < 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée



IV-2-2) Poutres principale:

La poutre a une hauteur dénommée h et une largeur b .

D'après les règles BAEL :

$$\frac{L_0}{15} \leq h \leq \frac{L_0}{10}$$

L_0 : la plus grande portée entre nu : $L_0 = 480 - 40 = 440 \text{ cm}$

$$L_0 = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On adopte:

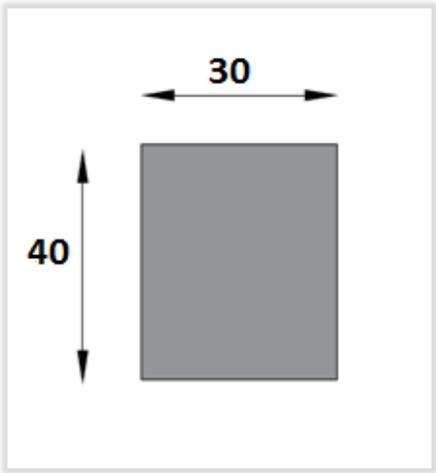
$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

$12 \leq b \leq 16$ selon l'RPA : $b \geq 20 \text{ cm}$ On adopte :

$$b = 30 \text{ cm}$$

- La vérification selon l'RPA99 Art 7-5-1 :
- $h = 40 > 30 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $b = 30 > 20 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $h/b \leq 4 \rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée



On adoptera les dimensions suivantes :

$$(30 \times 40) \text{ cm pour les poutres principales}$$

$$(30 \times 35) \text{ cm pour les poutres secondaires}$$

IV-3) Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple et selon la méthode donnée dans le CBA 93 art B.8.4. Avec un effort normal calculé selon la descente de charge de tous les étages.

Les dimensions des poteaux d'après le plan d'architecture sont les mêmes à tous les niveaux, et le sous-sol du dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

- ♦ D'après BAEL 91 on vérifiée la condition de flambement :

$$\frac{l_f}{b} \leq 14.4$$

➤ $L_f = L_0$: étant la longueur de flambement selon l'article B.8.3, 3 cas des bâtiments d'après le B.E.A.L91.

➤ L_0 : la longueur libre de poteau :

➔ **Sous-sol :**

$$L_0 = 441 - 40 = 401 \text{ cm} \quad L_f = 401 \text{ cm}$$

$$B \geq \frac{401}{14.4} = 24.84 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \geq 27.84 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D'après le RPA version 2003 : pour une zone II comme dans notre cas :

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \min(30, 40) \geq 25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\min(b, h) \geq L_0/20 \quad \longrightarrow \quad \min(30, 40) \geq 401/20 = 20.05 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\frac{b}{4} \leq h \leq 4b \quad \longrightarrow \quad \frac{30}{4} \leq h \leq 4 \cdot 30 \quad \longrightarrow \quad 7.5 \leq h \leq 120 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➔ **RDC jusqu'à 5eme étage :**

$$L_0 = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \quad L_f = 266 \text{ cm}$$

$$B \geq \frac{266}{14.4} = 18.47 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \geq 18.47 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

D'après le RPA version 2003 : pour une zone II comme dans notre cas :

- $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \min(30, 40) \geq 25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\min(b, h) \geq L_0/20 \quad \longrightarrow \quad \min(30, 40) \geq 266/20 = 13.3 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\frac{b}{4} \leq h \leq 4b \quad \longrightarrow \quad \frac{30}{4} \leq h \leq 4 \cdot 30 \quad \longrightarrow \quad 7.5 \leq h \leq 120 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Donc on adopte le dimensionnement des poteaux sur les étages suivants :

* Sous-sol jusqu'à 2eme étage on adopte un poteau $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$
 * 3eme étage jusqu'à 5eme étage on adopte un poteau $(30 \cdot 35) \text{ cm}^2$

IV-4) Pré dimensionnement des poutrelles :

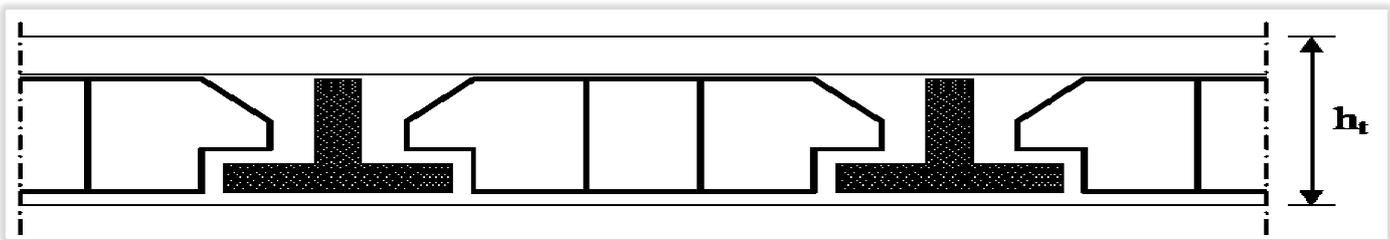


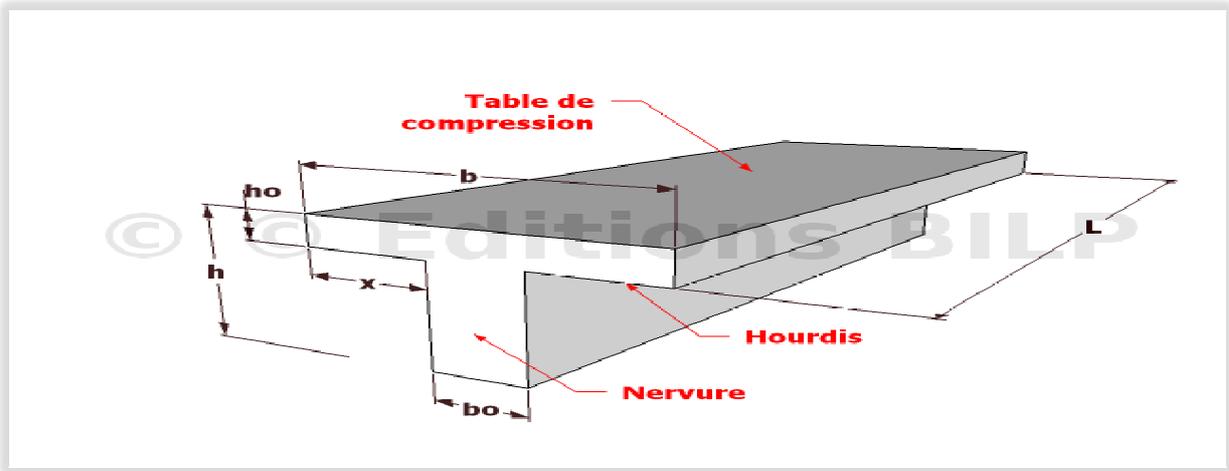
Figure IV-3: Plancher corps creux

Selon les règles de BAEL, l'épaisseur minimale d'hourdis et la dalle de compression doit vérifier :

$$h_t \geq \frac{l}{22.5}$$

- h_t : hauteur totale de la section (hourdis + table de compression)
- L'entre-axe des poutrelles est de 65 cm.
- D'après les règles BAEL :

$$\frac{l}{22,5} \leq h \leq \frac{l}{15}$$



L_0 : la plus grande portée entre nu : $L_0 = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$

$$\frac{350}{22.5} \leq h \leq \frac{350}{15} \quad 15.55 \text{ cm} < h < 23.35 \text{ cm} \quad \text{on adopte:}$$

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

$$h = 20 \text{ cm} \quad 16 + 4$$



On adopte :

$$b_0 = 14 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 \quad b_1 : \min \left(\frac{b - b_0}{2}, \frac{l_0}{10} \right)$$

b_1 : étant la distance de la demi-longueur de la table de compression.

$$\frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 14}{2} = 25.5 \text{ cm} \quad \frac{l_0}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \quad \text{On adopte:}$$

$$b_1 = 25.5 \text{ cm}$$

CHAPITRE V
EVALUATION DES
CHARGES ET DESCENTE
DES CHARGES

V-1) Introduction :

Elles correspondent au poids propre des matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment, à savoir les éléments de structure, de second œuvre et d'équipement.

Leur détermination est simple : elle résulte de connaissance de l'avant métré des éléments de construction mis en œuvre et du poids volumique de chacun des matériaux employés.

V-2) Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général composées de :

- Charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Charges d'exploitation ou surcharges.
- **Les Charges Permanentes (G)** : Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment la encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T. R.BC2-2) des charges permanentes et charges d'exploitations.
- **Les Charges d'Exploitation (Q)** : Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation " normale " pour faciliter la prise en compte de ces chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur à choisi de définir des charges réglementaires celles-ci sont présentées dans le D.T.R 2-2 des charges permanentes et charge d'exploitations.

V-3) Évaluation des charges :**V-3-1) Les planchers :****A- Plancher terrasse inaccessible :**

<i>Couche</i>	<i>Epaisseur (m)* Poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Gravier de protection</i>	<i>0.05*1700</i>	<i>85</i>
<i>Vapeur+bitume</i>	<i>0.02*900</i>	<i>18</i>
<i>Isolation thermique</i>	<i>0.04*400</i>	<i>16</i>
<i>Etanchéité multicouche</i>	<i>600*0.05</i>	<i>30</i>
<i>Forme de pente</i>	<i>0,08*2200</i>	<i>176</i>
<i>Plancher 16+4</i>	<i>/</i>	<i>280</i>
<i>Enduit de plâtre</i>	<i>0.02*1000</i>	<i>20</i>
	<i>G</i>	<i>625</i>
	<i>Q</i>	<i>100</i>

B- Plancher étage courant :

<i>Couche</i>	<i>Epaisseur (m)* Poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	<i>0.02*2000</i>	<i>40</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.02*2000</i>	<i>40</i>
<i>Plancher 16+4</i>	<i>/</i>	<i>280</i>
<i>Sable fin</i>	<i>0.03*1800</i>	<i>54</i>
<i>Enduit de plâtre</i>	<i>0.02*1000</i>	<i>20</i>
<i>Cloison</i>	<i>/</i>	<i>100</i>
	<i>G</i>	<i>534</i>
	<i>Q</i>	<i>150</i>

C- Balcon :

<i>Couche</i>	<i>Epaisseur (m)* Poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	<i>0.02*2000</i>	<i>40</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.03*2000</i>	<i>60</i>
<i>Dalle pleine</i>	<i>0,15*2500</i>	<i>375</i>
<i>Enduit de ciment</i>	<i>0.015*1800</i>	<i>27</i>
	<i>G</i>	<i>502</i>
	<i>Q</i>	<i>350</i>

D- Mur double parois :

<i>Couche</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Enduit extérieur (ciment)</i>	<i>0,02</i>	<i>1800</i>	<i>36</i>
<i>Briques creuses 10 cm</i>	<i>0,1</i>	<i>/</i>	<i>90</i>
<i>Briques creuses 15 cm</i>	<i>0,15</i>		<i>130</i>
<i>Enduit intérieur (plâtre)</i>	<i>0,02</i>	<i>1000</i>	<i>20</i>
		<i>G</i>	<i>276</i>

E- Mur intérieur (Garde-corps) :

<i>Couche</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Enduit intérieur (ciment)</i>	<i>0,02</i>	<i>1800</i>	<i>36</i>
<i>Briques creuses 10 cm</i>	<i>0,1</i>	<i>/</i>	<i>90</i>
<i>Enduit intérieur (plâtre)</i>	<i>0,02</i>	<i>1000</i>	<i>20</i>
		<i>G</i>	<i>146</i>

F- Palier :

	<i>Epaisseur (m)*poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	<i>0,02*2000</i>	<i>40</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.03*2000</i>	<i>60</i>
<i>Plancher dalle pleine</i>	<i>0.15*2500</i>	<i>375</i>
<i>Enduit de plâtre</i>	<i>0.02*1000</i>	<i>20</i>
	<i>G</i>	<i>495</i>
	<i>Q</i>	<i>250</i>

H- Paillasse:

	<i>Epaisseur (m)*poids volumique (kg/m³)</i>	<i>G(Kg/m²)</i>
<i>Carrelage</i>	<i>0,02*2000</i>	<i>40</i>
<i>Mortier de pose</i>	<i>0.03*2000</i>	<i>60</i>
<i>Marche armé</i>	<i>0.17/2*2500</i>	<i>212.5</i>
<i>Dalle incliné</i>	<i>0.15*2500/0.87</i>	<i>431.03</i>
<i>Enduit de plâtre</i>	<i>0.02*1000/0.87</i>	<i>22.98</i>
	<i>G</i>	<i>766.51</i>
	<i>Q</i>	<i>250</i>

V-3-2) Descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (*poteau, refend, ...etc.*) les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges procède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faits en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondantes au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- ✓ *15%* pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- ✓ *10%* pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il Ya trios travées
- ✓ Pour le décompte des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle-ci est au plus égale à *25%* de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (porte et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges le poteau de centrale.

But de la descente de charge : est de trouver le poteau le plus sollicité et calculer les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation. Pour chaque poteau on aura à considérer :

- Son poids propre.
- La charge de plancher y compris les cloisons.
- Le poids des murs en double parois s'il s'agit d'un poteau extérieur.
- Les éléments spéciaux : escalier.

Afin de pré-dimensionner les poteaux, nous allons déterminer approximativement l'effort normal que le poteau le plus chargé que nous avons choisi comme étant celui situé aura à supporter à presque tous les niveaux. Les niveaux de calcul sont désignés sur la figure.

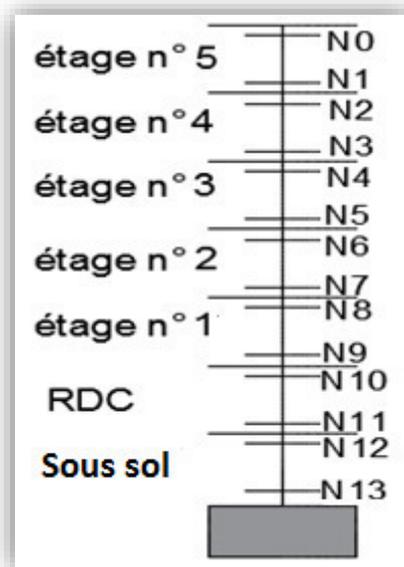
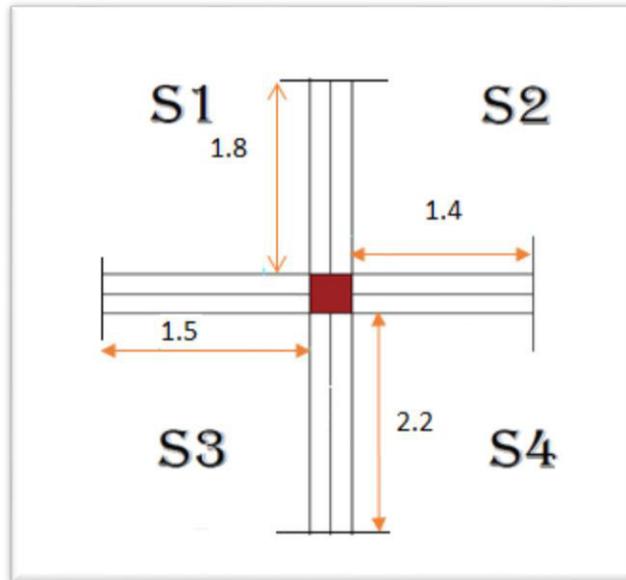


Figure V-3: poteau centrale

- ① **Calcul de l'effort normal sur poteau** :
- **Surface total entre nu : (poteau 30*40)**

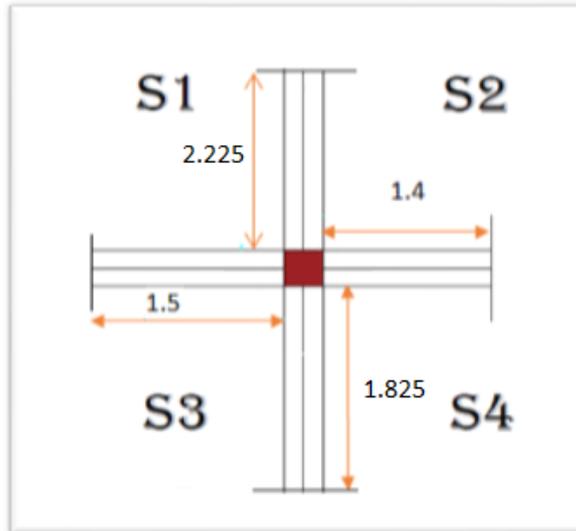


Surface (m ²)	S1	S2	S3	S4	S (total)
Valeur (m ²)	2.70	2.52	3.3	3.08	11.60

- Surface total entre axe :

Surface (m ²)	S1	S2	S3	S4	S (total)
Valeur (m ²)	3.30	3.10	3.96	3.72	14.08

- Surface total entre nu : (poteau 30*35)



Surface (m ²)	S1	S2	S3	S4	S (total)
Valeur (m ²)	2.7375	2.555	3.3375	3.115	11.745

- Surface total entre axe : (poteau 30*35)

$$S = 14.08 \text{ m}^2$$

- Poutres principales :

$$G = S * \rho \qquad G = 0.3 * 0.4 * 2.5 \qquad G_{PP} = 0.3 \text{ t/m}^2$$

- Poutres secondaires :

$$G = S * \rho \qquad G = 0.3 * 0.35 * 2.5 \qquad G_{PS} = 0.262 \text{ t/m}^2$$

- Plancher terrasse :

$$G = 0.625 \text{ t/m}^2$$

- Plancher étage courant :

$$G = 0.534 \text{ t/m}^2$$

- Mur double paroi :

$$G_{\text{étage courant}} = 276 * 2.66 = 734.16 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{sous sol}} = 276 * (3.51 - 0.4) = 568.76 \text{ kg/ml}$$

Niveau	Elément	NG (t)	NQ (t)
N0	Plancher terrasse = $0.625 * 14.08$	8.8	Q0 * S Total $1*0.1*14.08$
	Poutre principale = $0.3 * (1.8+2.2)$	1.2	
	Poutre secondaire = $0.262 * (1.4+1.5)$	0.759	
	Surcharge d'exploitation		1.408
	TOTAL	10.759	1.408
N1	Revenant N0	10.795	
	Poteau (30*35) $= (0.3 * 0.35 * 2.5) * 2.66$	0,696	
	TOTAL	11.455	1.408
N2	Revenant N1	11.455	
	Plancher étage courant = $0.534 * 11.745$	6.271	Q * S Total $1*0.1*11.745$
	Poutre principale =	1.2	
	Poutre secondaire =	0.759	
	Surcharge d'exploitation		1.761
TOTAL	19.685	3.169	
N3	Revenant N2	19.685	
	Poteau (30*35) =	0.696	
	TOTAL	20.381	3.169
N4	Revenant N3	20.381	
	Plancher étage courant =	6.271	Q * S Total $0.9*0.15*11.745$
	Poutre principale =	1.2	
	Poutre secondaire =	0.759	
	Surcharge d'exploitation		1.585
TOTAL	28.611	4.754	
N5	Revenant N4	28.611	
	Poteau (30*35) =	0.696	
	TOTAL	29.307	4.754

N6	Revenant N5	20.307	
	Plancher étage courant = $0.534 * 11.6$	6.194	Q * S Total $0.8*0.15*11.6$
	Poutre principale =	1.2	
	Poutre secondaire =	0.759	
	Surcharge d'exploitation		1.392
TOTAL		37.46	6.146
N7	Revenant N6	37.46	
	Poteau (30*40) = $0.3*0.4*2.5*2.66$	0.798	
	TOTAL	38.258	6.146
N8	Revenant N7	38.258	
	Plancher étage courant =	6.194	Q * S Total $0.7*0.15*11.6$
	Poutre principale =	1.2	
	Poutre secondaire =	0.759	
	Surcharge d'exploitation		1.218
TOTAL		46.41	7.364
N9	Revenant N8	46.41	
	Poteau (30*40) =	0.798	
	TOTAL	47.208	7.364
N10	Revenant N9	47.208	
	Plancher étage courant =	6.194	Q * S Total $0.6*0.15*11.6$
	Poutre principale =	1.2	
	Poutre secondaire =	0,759	
	Surcharge d'exploitation		1.044
TOTAL		55.361	8.408
N11	Revenant N10	55.361	
	Poteau (30*40)	0.798	
	TOTAL	56.159	8.408

N12	Revenant N11	56.159	Q * S Total 0.5*0.15*11.6
	Plancher étage courant =	6.194	
	Poutre principale =	1.2	
	Poutre secondaire =	0.798	
	Surcharge d'exploitation		
	TOTAL	64.351	9.278
N13	Revenant N12	64.351	
	Poteau (30*40) =0.3*0.4*2.5*3.51	1.053	
	TOTAL	65.404	9.278

Remarque : pour $NQ(t)$ les surcharges sont identiques sur les différents niveaux

Donc on utilise la loi dégression Q_0

$$Q$$

$$0.9Q$$

$$0.8Q$$

$$0.7Q$$

$$0.6Q$$

$$0.5Q$$

② Vérification de la section de poteau : (C.B.A.93.B.8.4.1page156)

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

- A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en cm^2).
- B_R : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre :
 $B_R = (b-2) \cdot (h-2)$ (cm^2)
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa) $f_{c28} = 25MPa = 250kg/cm^2$
- N_u : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5.$$

➤ α : Coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour :} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour :} \quad 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \left\{ \begin{array}{l} L_f: \text{longueur de flambement} \\ i: \text{Rayon de giration} \end{array} \right.$$

A – Sous sol jusqu'à 2ieme étage : poteau (30*40) cm²

$$N_G = 65.404 \text{ t}$$

$$N_Q = 9.278 \text{ t}$$

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_U = 1.35 * 65.404 + 1.5 * 9.278$$

$$N_U = 102.212 \text{ t}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(40) * (30)^3}{12}$$

$$I = 9 * 10^5 \text{ cm}^4$$

$$A = a * b = 30 * 40$$

$$A = 1200 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{9 * 10^5}{1200}}$$

$$i = 8.66 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{351}{8.66}$$

$$\lambda = 40.53 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$= 0.67$$

$$Br = 28 * 38$$

$$Br = 1064 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = 2.4 \text{ cm}^2 \\ \frac{8 * (b+h)}{100} = 5.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) = 0.67 \left[\frac{1064 \cdot 250}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{5.6 \cdot 4000}{1.15} \right]$$

$N_u \leq 145065.24 \text{ kg} = 145.06 \text{ t} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

B- 3ieme étage jusqu'à 5ieme étage : poteau (30*35) cm²

$N_G = 29.307 \text{ t}$

$N_Q = 4.754 \text{ t}$

$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

$N_U = 1.35 \cdot 29.307 + 1.5 \cdot 4.754$

$N_U = 46.69 \text{ t}$

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(35) \cdot (30)^3}{12}$

$I = 78750 \text{ cm}^4$

$A = 1050 \text{ cm}^2$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{78750}{1050}}$

$i = 8.66 \text{ cm}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{266}{8.66}$

$\lambda = 30.71 < 50$

$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$

$= 0.73$

$Br = 28 \cdot 22$

$Br = 924 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = 2.1 \text{ cm}^2 \\ \frac{8 \cdot (b+h)}{100} = 5.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) = 0.73 \left[\frac{924 \cdot 250}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{5.2 \cdot 4000}{1.15} \right]$$

$N_u \leq 138.114 \text{ t} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

CHAPITRE VI
ETUDES
DES PLANCHERS

VI-1) Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter le revêtement du sol, dont les deux fonctions principales sont :

- *Fonction de résistance mécanique : le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.*
- *Fonction d'isolation acoustique et thermique : Peut être assurée complètement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.*

VI-2) Classification des planchers :

Les planchers rencontrés se classent en quatre grandes catégories :

- ➔ *Plancher avec dalle, poutres secondaires (poutrelles) et poutres principales.*
- ➔ *Plancher à poutrelles parallèles rapprochées.*
- ➔ *Plancher à « hourdis creux » (corps creux).*
- ➔ *Plancher champignon et plancher dalles.*

VI-3) Justification du choix de type de planchers :

Dans notre structure, on utilise un plancher en corps creux pour la terrasse et les étages. Les raisons de choix sont :

- *Il présente l'avantage d'être léger et très économique.*
- *Bonne isolation thermique et acoustique.*
- *Exécution simple*

Ce type de plancher se compose de :

- *Un hourdis, portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.*
- *Des poutrelles transmettant aux poutres principales, les charges venant du hourdis.*
- *Les poutrelles principales reçoivent les poutrelles et reposent sur des murs ou sur des poteaux.*

VI-4) Détermination des sollicitations :

Pour la détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants dans des éléments fléchies (poutres, poutrelle ou dalle) ; calcul en flexion dans un seul sens, nous connaissons deux méthodes différentes :

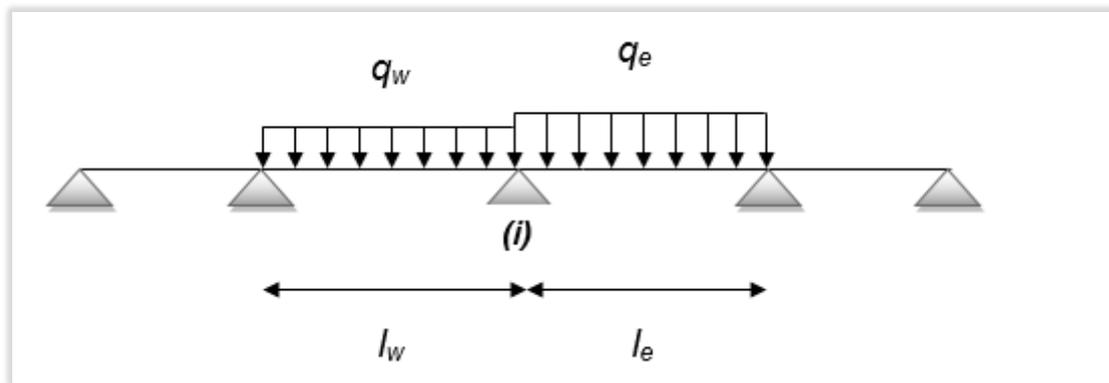
A- **Méthode forfaitaire** : Elle est applicable dans le cas des planchers à surcharges modérées et quand les conditions suivantes sont remplies :

- ✓ $Q \leq \max [2G ; 500\text{kgf/m}^2]$;
- ✓ Toutes les travées ont le mêmes d'inertie ;
- ✓ Le rapport de deux travées voisines est compris entre 0.8 et 1.25 ;
- ✓ Fissuration non préjudiciable (peu nuisible).

➔ Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

B- **Méthode de Caquot** :

- ✓ **Calcul des moments sur appuis** :



❖ **Appui de rive** :

$$M = 0.2 M_0$$

(M_0 : moment isostatique de l travée de rive)

❖ **Autres appuis** :

$$M_i = \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

Avec : $L'=L \rightarrow$ appui de rive ; $L'=0.8L \rightarrow$ appui intermédiaire

- ✓ **Calcul des moments en travées** : On utilise la relation de RDM :

$$M(x) = q \frac{1}{2} x - q \frac{x^2}{2} + M_w + \frac{M_e - M_w}{l} * x$$

- ✓ **Efforts tranchants** :

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

VI-5) **Calcul des planchers** :

- * On a 2 types de poutrelles au plancher étages courant :
- Le premier type : une poutrelle à 7 travées.

- Le 2^{ème} type: une poutrelle à 3 travées.
- * On plancher sous-sol on a 2 types.
- * On plancher terrasse on a un seul type

VI-5-1) Plancher étage :

➤ *Choix de la méthode de calcul :*

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$\begin{cases} G = 0.534t/m^2 \\ Q = 0.150t/m^2 \end{cases}$$

$$Q = 0.15t/m^2 \leq \max(2G, 0.5) \rightarrow 0.15 \leq \max(2 \times 0.534, 0.5) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Section de toutes les travées = constante \rightarrow Inertie constante $\dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

La fissuration est préjudiciable même avec l'étanchéité $\dots \dots \dots$ **Condition non vérifiée**

\Rightarrow **Donc on utilise la méthode de Caquot**

➤ *Charges et combinaison :*

$$\begin{cases} G = 0.534t/m^2 \\ Q = 0.15t/m^2 \end{cases}$$

♦ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35 \times 0.534 + 1.5 \times 0.15) \times 0.65 = \mathbf{0.615 \text{ t/ml}}$$

♦ **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (0.534 + 0.15) \times 0.65 = \mathbf{0.445 \text{ t/ml}}$$

✚ Poutrelle Type 1 : 7 travées

- $L_1 = 3.3 - 0.30 = 3 \text{ m}$
- $L_2 = 3.1 - 0.30 = 2.8 \text{ m}$
- $L_3 = 3.2 - 0.30 = 2.9 \text{ m}$
- $L_4 = 3.8 - 0.30 = 3 \text{ m}$
- $L_5 = 3.2 - 0.30 = 2.9 \text{ m}$
- $L_6 = 3.1 - 0.30 = 2.8 \text{ m}$
- $L_7 = 3.3 - 0.30 = 3 \text{ m}$

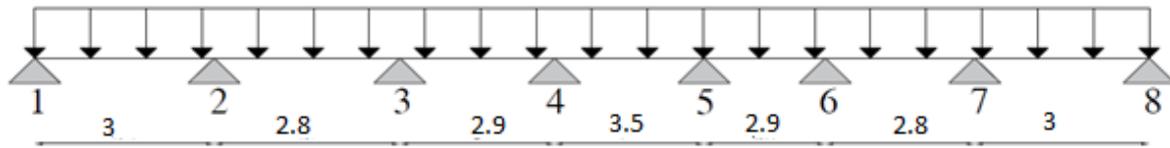


Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q :

① Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU :

❖ Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = M_8 = -0.2 * \frac{q * l^2}{8} = -0.2 * \frac{0.615 * (3)^2}{8} = -0.138 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M_7 = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{0.615 * (3)^3 + 0.615 * (2.8 * 0.8)^3}{8.5(3 + 2.8 * 0.8)} = -0.528 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_6 = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{0.615 * (2.8 * 0.8)^3 + 0.615 * (2.9 * 0.8)^3}{8.5(2.8 * 0.8 + 2.9 * 0.8)} = -0.376 \text{ t.m}$$

$$M_4 = M_5 = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{0.615 * (2.9 * 0.8)^3 + 0.615 * (3.5 * 0.8)^3}{8.5(2.9 * 0.8 + 3.5 * 0.8)} = -0.486 \text{ t.m}$$

❖ Calcul des moments en travées :

* Travée 1-2 : $0 < x < 3$

$$* \begin{cases} M_w = -0.138 \text{ t.m} \\ M_e = -0.528 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(x) = \frac{0.615 * 3}{2} x - \frac{0.615 x^2}{2} - 0.138 + \frac{(-0.528 + 0.138)}{3} x$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 0.807x - 0.138$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T_x = -0.614x + 0.807 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \rightarrow \quad T(0) = 0.807 \text{ t} \\ x = 3 \quad \rightarrow \quad T(3) = -1.035 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.614x + 0.807 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.31 \text{ m}$$

$$M(1.31) = -0.307(1.31)^2 + 0.807(1.31) - 0.138$$

$M_{1-2} = 0.392 \text{ t.m}$

* Travée 2-3 : $0 < x < 2.8$

$$* \begin{cases} M_w = -0.528 \text{ t.m} \\ M_e = -0.376 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(x) = \frac{0.615 \cdot 2.8}{2} x - \frac{0.615 x^2}{2} - 0.528 + \frac{(-0.376 + 0.528)}{2.8} x$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 0.929x - 0.528$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T_x = -0.614x + 0.929 \quad \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = 0.929 \text{ t} \\ x = 2.8 & \rightarrow T(2.8) = -0.790 \text{ t} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.614x + 0.929 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.51 \text{ m}$$

$$M(1.51) = -0.307(1.51)^2 + 0.929(1.51) - 0.528$$

M₂₋₃ = 0.175 t.m

* Travée 3-4: 0 < x < 2.9

* $\begin{cases} M_W = -0.376 \text{ t.m} \\ M_e = -0.486 \text{ t.m} \end{cases}$

$$M(x) = \frac{0.615 \cdot 2.9}{2} x - \frac{0.615 x^2}{2} - 0.376 + \frac{(-0.486 + 0.376)}{2.9} x$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 0.867x - 0.376$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T_x = -0.614x + 0.867 \quad \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = 0.867 \text{ t} \\ x = 2.9 & \rightarrow T(2.9) = -0.914 \text{ t} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.614x + 0.867 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.41 \text{ m}$$

$$M(1.41) = -0.307(1.41)^2 + 0.867(1.41) - 0.376$$

M₃₋₄ = 0.236 t.m

* Travée 4-5: 0 < x < 3.5

* $\begin{cases} M_W = -0.486 \text{ t.m} \\ M_e = -0.486 \text{ t.m} \end{cases}$

$$M(x) = \frac{0.615 \cdot 3.5}{2} x - \frac{0.615 x^2}{2} - 0.486 + 0$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 1.076x - 0.486$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T_x = -0.307x + 1.076 \quad \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = 1.076 \text{ t} \\ x = 3.5 & \rightarrow T(3.5) = -1.073 \text{ t} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.614x + 1.076 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.75 \text{ m}$$

$$M(1.75) = -0.307(1.75)^2 + 1.076(1.75) - 0.486$$

$$\mathbf{M_{4-5} = 0.456 \text{ t.m}}$$

* Travée 5-6 : 0 < x < 2.9

$$\begin{cases} M_W = -0.486 \text{ t.m} \\ M_e = -0.376 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(x) = \frac{0.615 * 2.9}{2} x - \frac{0.615 x^2}{2} - 0.486 + \frac{(-0.376+0.486)}{2.9} x$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 0.944x - 0.486$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T_x = -0.614x + 0.944 \quad \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = 0.944 \text{ t} \\ x = 2.9 & \rightarrow T(2.9) = -0.873 \text{ t} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.614x + 0.944 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.54 \text{ m}$$

$$M(1.74) = -0.307(1.54)^2 + 0.944(1.54) - 0.486$$

$$\mathbf{M_{5-6} = 0.240 \text{ t.m}}$$

* Travée 6-7 : 0 < x < 2.8

$$\begin{cases} M_W = -0.376 \text{ t.m} \\ M_e = -0.528 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(x) = \frac{0.615 * 2.8}{2} x - \frac{0.615 x^2}{2} - 0.376 + \frac{(-0.528+0.376)}{2.8} x$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 0.820x - 0.376$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T_x = -0.614x + 0.820 \quad \begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = 0.820 \text{ t} \\ x = 2.8 & \rightarrow T(2.8) = -0.899 \text{ t} \end{cases}$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.614x + 0.820 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.33 \text{ m}$$

$$M(1.27) = -0.307(1.33)^2 + 0.820(1.33) - 0.376$$

$$\mathbf{M_{6-7} = 0.171 \text{ t.m}}$$

* Travée 7-8 : 0 < x < 3

$$\begin{cases} M_W = -0.528 \text{ t.m} \\ M_e = -0.138 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M(x) = \frac{0.614 * 3}{2} x - \frac{0.614 x^2}{2} - 0.528 + \frac{(-0.138+0.528)}{3} x$$

$$M(x) = -0.307x^2 + 1.067x - 0.528$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(0) = 1.067 \text{ t} \end{cases}$$

$$T_x = -0.614x + 1.067$$

$$x = 3 \rightarrow T(3) = -0.775 \text{ t}$$

$$T(x)=0 \rightarrow -0.614x + 1.067 = 0 \rightarrow x = 1.73 \text{ m}$$

$$M(1.73) = -0.307(1.73)^2 + 1.067(1.73) - 0.528$$

$$M_{7-8} = 0.399 \text{ t.m}$$

En appuis :

Moment en d'appuis	Ma (t.m)
1=8	-0,138
2=7	-0,528
3=6	-0.376
4=5	-0.486

En travées :

En travées	L	X	Mt (t)
1-2	3	1.31	0.392
2-3	2.8	1.51	0.175
3-4	2.9	1.41	0.236
4-5	3.5	1.75	0.456
5-6	2.9	1.54	0.240
6-7	2.8	1.33	0.171
7-8	3	1.73	0.399

Efforts tranchants :

En travées	L	T (x=0) (t)	T (x=L) (t)
1-2	3	0.807	-1.035
2-3	2.8	0.929	-0.790
3-4	2.9	0.867	-0.914
4-5	3.5	1.076	-1.073
5-6	2.9	0.944	-0.837
6-7	2.8	0.820	-0.899

7-8	3	1.067	-0.775
-----	---	-------	--------

② - Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELS :

Le calcul est identique à celui de l'ELU, on déduit les efforts ELS par simple règle de trois.

❖ Calcul des moments sur appuis :

$$M_l = \frac{M_{1u} * q_s}{q_u} = \frac{-0.138 * 0.445}{0.615} = -0.100 \text{ t.m}$$

Moment en d'appuis	Ma (t.m)
1=8	-0,100
2=7	-0,382
3=6	-0.272
4=5	-0.352

❖ Calcul des moments sur travées :

* Travée 1-2 : 0 < x < 3

$$M_{1-2} = \frac{M_{(1-2)u} * q_s}{q_u} = \frac{0.392 * 0.445}{0.615} = 0.284 \text{ t.m}$$

$$x_u = x_s = 1.31$$

$$T_{1-2(x=0)} = \frac{T_{1-2(x=0)} * q_s}{q_u} = \frac{0.807 * 0.445}{0.615} = 0.584 \text{ t.m}$$

$$T_{1-2(x=3.48)} = \frac{T_{1-2(x=3.48)} * q_s}{q_u} = \frac{-1.035 * 0.445}{0.615} = -0.749 \text{ t.m}$$

En travées :

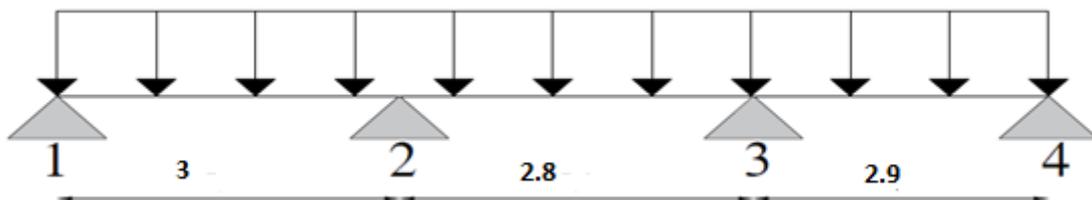
En travées	L	X	Mt (t)
1-2	3	1.31	0.284
2-3	2.8	1.51	0.127
3-4	2.9	1.41	0.171
4-5	3.5	1.75	0.230
5-6	2.9	1.54	0.174
6-7	2.8	1.33	0.124
7-8	3	1.73	0.289

Efforts tranchants :

En travées	L	T (x=0) (t)	T (x=L) (t)
1-2	3	0.584	-0.749
2-3	2.8	0.672	-0.572
3-4	2.9	0.627	-0.661
4-5	3.5	0.778	-0.776
5-6	2.9	0.683	-0.605
6-7	2.8	0.593	-0.650
7-8	3	0.772	-0.561

✚ Poutrelle Type 2 : 3 travées

Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q :



①- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU :

De la même manière, on détermine les efforts pour les autres types de poutrelles par la méthode de Caquot.

En appuis :

Moment en d'appuis	Ma (t.m)
1	-0,138
2	-0,528
3	-0.501
4	-0.129

En travées :

En travées	L	X	Mt (t)
1-2	3	1.31	0.392

2-3	2.8	1.41	0.086
3-4	2.9	1.65	0.342

Efforts tranchants :

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>T (x=0) (t)</i>	<i>T (x=L) (t)</i>
1-2	3	0.807	-1.035
2-3	2.8	0.869	-0.850
3-4	2.9	1.018	-0.763

② - **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à**

l'ELS :

En appuis :

<i>Moment en d'appuis</i>	<i>Ma (t.m)</i>
1	-0,100
2	-0,382
3	-0.362
4	-0.093

En travées :

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>X</i>	<i>Mt (t)</i>
1-2	3.48	1.31	0.284
2-3	3.6	1.41	0.062
3-4	3	1.65	0.247

Efforts tranchants :

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>T (x=0) (t)</i>	<i>T (x=L) (t)</i>
1-2	3.48	0.583	-0.748
2-3	3.6	0.629	-0.615
3-4	3	0.736	-0.552

VI-5-2) Plancher sous-sol :

Le plancher de notre sous-sol est constitué par une dalle flottante vu que notre bâtiment ne comporte pas un vide sanitaire la dalle flottante n'est pas prise par l'ossature du bâtiment, elle est uniquement reposée sur le sol qu'on doit remblayer jusqu'au niveau de longrine, entre les longrines et la dalle flottante, on doit prévoir un joint de 2 cm d'épaisseur.

Ce joint doit être étanche pour éviter la remontée des eaux. Notre dalle flottante a une épaisseur de 15 cm.

Le ferrailage de la dalle flottante est donné forfaitairement par des nappes de treilles de 8.

Répartition des armatures.

Soit 6 8 par mètre dans les deux sens.

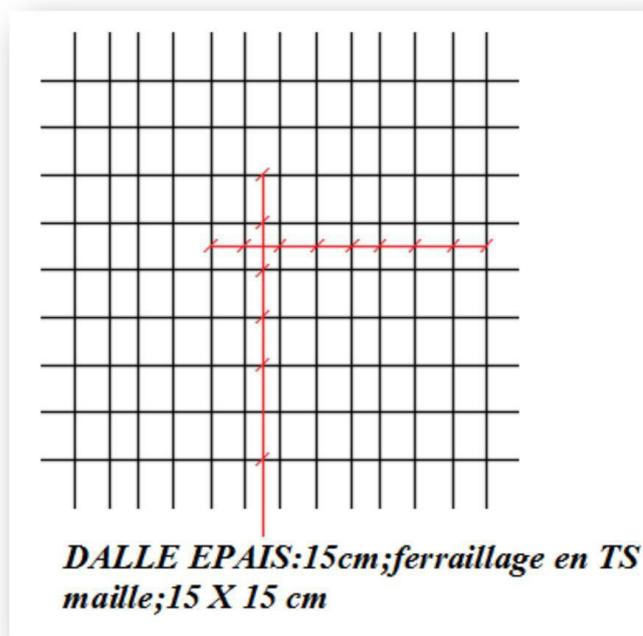


schéma du ferrailage de la dalle flottante

VI-5-3) Plancher terrasse :

On a un seul type de poutrelle en plancher terrasse :

➤ Charges et combinaisons :

$$\begin{cases} G = 0.625t/m^2 \\ Q = 0.100t/m^2 \end{cases}$$

♦ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35*0.625+1.5*0.100)*0.65 = \mathbf{0.646 \text{ t/ml}}$$

♦ ELS :

$q_s = G + Q$

$q_s = (0.625+0.100)*0.65=0.471 \text{ t/ml}$

✚ Poutrelle Type 1 : 7 travées

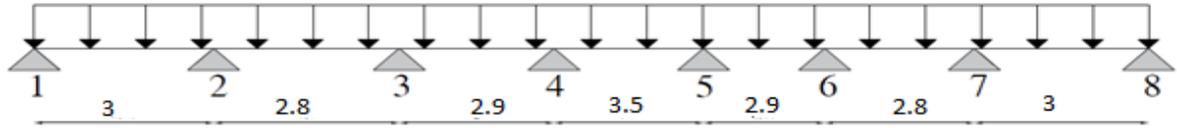


Schéma de chargement de poutrelle sous G et Q :

①- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELU :

❖ Calcul des moments sur appuis :

$M_1 = -0.2 * \frac{q * l^2}{8} = -0.2 * \frac{0.646 * (3)^2}{8} = -0.145 \text{ t.m}$

$M_2 = \frac{q_w * l_w^3 + q_e * l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{0.646 * (3)^3 + 0.646 * (2.8 * 0.8)^3}{8.5(3 + 2.8 * 0.8)} = -0.293 \text{ t.m}$

Moment en d'appuis	Ma (t.m)
1=8	-0,145
2=7	-0,293
3=6	-0.395
4=5	-0.511

❖ Calcul des moments sur travées :

* Travée 1-2 : $0 < x < 3$

* $\begin{cases} M_w = -0.145 \text{ t.m} \\ M_e = -0.293 \text{ t.m} \end{cases}$

$M(x) = \frac{0.646 * 3}{2} x - \frac{0.646 * x^2}{2} - 0.145 + \frac{(-0.293 + 0.145)}{3} x$

$M(x) = -0.323x^2 + 0.920x - 0.145$

$T(x) = \frac{dM}{dx}$

$$T_x = -0.646x + 0.920 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad \rightarrow \quad T(0) = 0.920 \text{ t} \\ x = 3 \quad \rightarrow \quad T(3) = -1.018 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$T(x)=0 \quad \rightarrow \quad -0.646x + 0.920 = 0 \quad \rightarrow \quad x = 1.42 \text{ m}$$

$$M(1.42) = -0.323(1.42)^2 + 0.920(1.42) - 0.145$$

M₁₋₂ = 0.510 t.m

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>X</i>	<i>Mt (t)</i>
1-2	3	1.42	0.510
2-3	2.8	1.34	0.288
3-4	2.9	1.39	0.228
4-5	3.5	1.75	0.477
5-6	2.9	1.51	0.228
6-7	2.8	1.45	0.289
7-8	3	1.57	0.509

Efforts tranchants :

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>T (x=0) (t)</i>	<i>T (x=L) (t)</i>
1-2	3	0.920	-1.018
2-3	2.8	0.867	-0.941
3-4	2.9	0.897	-0.976
4-5	3.5	1.130	-1.131
5-6	2.9	0.977	-0.896
6-7	2.8	0.940	-0.869
7-8	3	1.018	-0.920

② - Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants pour les poutrelles à l'ELS :

Le calcul est identique à celui de l'ELU, on déduit les efforts ELS par simple règle de trois.

En appuis :

<i>Moment en d'appuis</i>	<i>Ma (t.m)</i>
<i>1=8</i>	<i>-0,105</i>
<i>2=7</i>	<i>-0,213</i>
<i>3=6</i>	<i>-0.287</i>
<i>4=5</i>	<i>-0.372</i>

En travées :

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>X</i>	<i>Mt (t)</i>
<i>1-2</i>	<i>3</i>	<i>1.42</i>	<i>0.371</i>
<i>2-3</i>	<i>2.8</i>	<i>1.34</i>	<i>0.209</i>
<i>3-4</i>	<i>2.9</i>	<i>1.39</i>	<i>0.166</i>
<i>4-5</i>	<i>3.5</i>	<i>1.75</i>	<i>0.347</i>
<i>5-6</i>	<i>2.9</i>	<i>1.51</i>	<i>0.166</i>
<i>6-7</i>	<i>2.8</i>	<i>1.45</i>	<i>0.210</i>
<i>7-8</i>	<i>3</i>	<i>1.57</i>	<i>0.371</i>

Efforts tranchants :

<i>En travées</i>	<i>L</i>	<i>T (x=0) (t)</i>	<i>T (x=L) (t)</i>
<i>1-2</i>	<i>3</i>	<i>0.670</i>	<i>-0.742</i>
<i>2-3</i>	<i>2.9</i>	<i>0.632</i>	<i>-0.686</i>
<i>3-4</i>	<i>2.8</i>	<i>0.654</i>	<i>-0.712</i>
<i>4-5</i>	<i>3.5</i>	<i>0.824</i>	<i>-0.826</i>
<i>5-6</i>	<i>2.9</i>	<i>0.712</i>	<i>-0.653</i>
<i>6-7</i>	<i>2.8</i>	<i>0.685</i>	<i>-0.633</i>
<i>7-8</i>	<i>3</i>	<i>0.742</i>	<i>-0.670</i>

*VI-5-4 Ferrailage des poutrelles :**Les données :*

b=65cm largeur de la table

h=16+4=20cm hauteur totale de la section

$b_0=14\text{cm}$ largeur de l'âme

$h_0=4\text{cm}$ hauteur de la table de compression

Enrobage des armatures $c=c'=3\text{cm} \rightarrow d=17\text{cm}$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $FeE400$

On a procédé au calcul de ferrailage des poutrelles à l'aide de *cour de béton armé B.E.A.L*

91 Jean -Pierre Mougin

♦ Calcul à l'ELU :

➤ En travée :

Comme nous avons beaucoup de valeurs de moments en travées (ou en appuis), on fait le calcul du ferrailage juste avec la valeur maximale et on adopte le même ferrailage pour les valeurs des moments qui leur sont inférieures.

On présente un seul exemple de calcul ; le reste des résultats sont représentés dans le tableau ci- dessous :

- $M_{u\max} = 0.510 \text{ t.m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b * \theta} = 141.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_t = b * h_0 * f_{bc} * (d - \frac{h_0}{2}) = 0.65 * 0.04 * 141.66 * (0.17 - 0.02) = 5.524 \text{ t.m}$$

$$M_u = 0.510 \text{ t.m} < M_t = 5.524 \text{ t.m}$$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{0.510 * 10^5}{65 * 17^2 * 141.66} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_R = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.023$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 16.84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.510 \cdot 10^5}{16.84 \cdot \frac{4000}{1.15}} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.334 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.334 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.334 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ En appui :

On procède de la manière que ci-dessus.

- $M_{u \max} = 0.528 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_U}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.528 \cdot 10^5}{14 \cdot 17^2 \cdot 141.66} = 0.092$$

$\mu = 0.092 < \mu_R = 0.391 \Rightarrow$ pivot A

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.120$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 16.84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.528 \cdot 10^5}{16.84 \cdot \frac{4000}{1.15}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

♦ Calcul à l'ELS :

On procède aussi de la manière que ci-dessus.

➤ En travée :

- $M_s \max = 0.371 \text{ t.m} \rightarrow$ en travée ; $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

✓ Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 23.55x - 400.35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 229.34 \Rightarrow x = 3.16 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b * x^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 5194.57cm^4$$

✓ Vérification des contraintes :

• En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_S * x}{I} = \frac{0.371 * 10^5 * 3.16}{5194.57} = 22.57 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• En acier :

$$\sigma_s = \frac{15 * M_S(d-x)}{I} = \frac{15 * 0.371 * 10^5 (17-3.16)}{5194.57} = 1482.69 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020\text{kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

➤ En appui :

- $M_{s \text{ max}} = 0.382 \text{ t.m}$ → en appui $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

✓ Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$7x^2 + 23.55x - 400.35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 151.57 \Rightarrow x = 9.14\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b * x^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 5018.15cm^4$$

✓ Vérification des contraintes :

• En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_S * x}{I} = \frac{0.328 * 10^5 * 9.14}{5018.15} = 59.74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• En acier :

$$\sigma_s = \frac{15 * M_S(d-x)}{I} = \frac{15 * 0.328 * 10^5 (17-9.14)}{5018.15} = 897.49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020\text{kg/cm}^2 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

ELU			ELS			
	$M \text{ (t.m)}$	μ	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$M \text{ (t.m)}$	σ_b	σ_s

					(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
<i>Travée</i>	<i>0.510</i>	<i>0.019</i>	<i>0.87</i> <i>On adopte</i> <i>2T10=1.57</i> <i>cm²</i>	<i>0.371</i>	<i>22.57</i>	<i>1482.69</i>
<i>Appui</i>	<i>0.528</i>	<i>0.02</i>	<i>0.90</i> <i>On adopte</i> <i>2T10=1.57</i> <i>cm²</i>	<i>0.382</i>	<i>59.74</i>	<i>897.49</i>

VI-5-4) La table de compression :

La table de compression a une épaisseur de 4cm et largeur de 65cm qui sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter la fissuration du béton.

La section d'armature doit vérifier les conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33cm.

La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_s \geq \frac{4 * l}{f_e} = \frac{4 * 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Donc on va adopter pour le ferrillage de la dalle de compression un treillis soudé de diamètre 5mm et de maillage (200*200)mm de nuance FeE400.

Donc : $A_s = 0.98 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2$.

VI-5-5) Vérification complémentaires :

A- Effort tranchant :

On présente ci-dessous un seul exemple de calcul des armatures transversales avec les vérifications nécessaires des contraintes tangentes et on prend pour cela l'effort tranchant le plus grand (terrasse).

➤ Vérification des contraintes de cisaillement du béton :

$T = 1.073 \text{ t} \rightarrow$ travée 4-5 de type 1 (étage courant)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.073 \times 10^3}{14 \times 17} = 4.50 \text{ kg/cm}^2$$

Selon BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_u = 4.50 < \bar{\tau}_u = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ Vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{l \min}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}; \frac{14}{10}; \varphi_{l \min}\right\} = \min\{0.57; 1.4; 1\} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{\tau_u \times b_0} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{0.569 \times 14} = 22.89 \text{ cm}$$

$S_t > 15.3 \text{ cm} \rightarrow$ donc on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification au voisinage de l'appui : ART A 5 1 3 2 1 CBA 93**

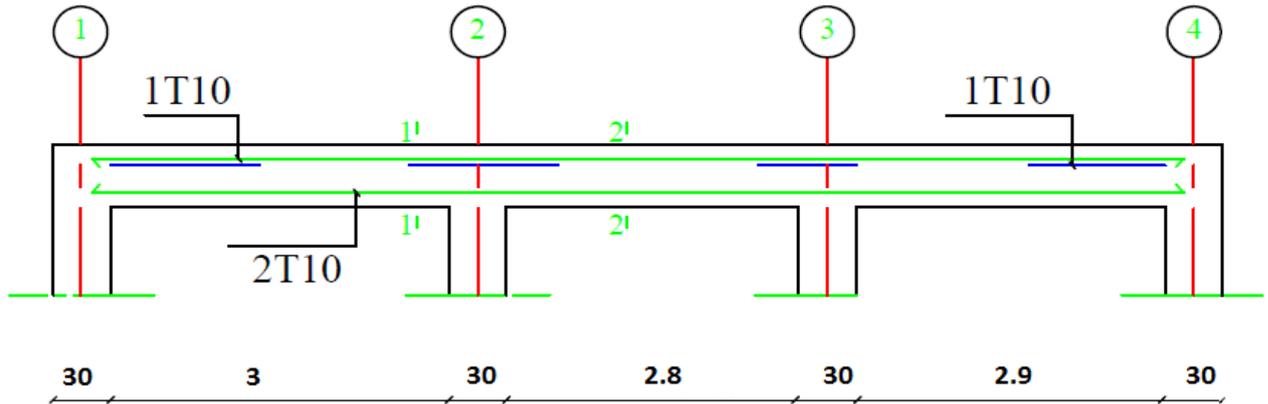
$$V_u + \frac{M_{ua}}{0.9 \times d} = 1.073 - \frac{0.486}{0.9 \times 17} = 1.041 \text{ t}$$

B- Vérification de la flèche :

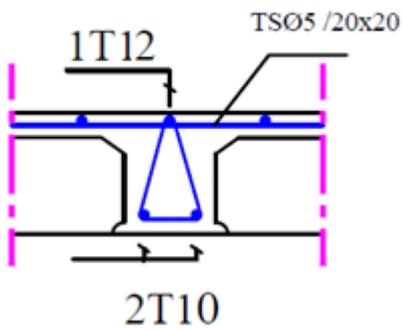
$$\frac{h}{L_0} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{290} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.068 > 0.044 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_0} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \rightarrow \frac{20}{290} \geq \frac{0.456}{15 \times 0.710} \rightarrow 0.068 > 0.060 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

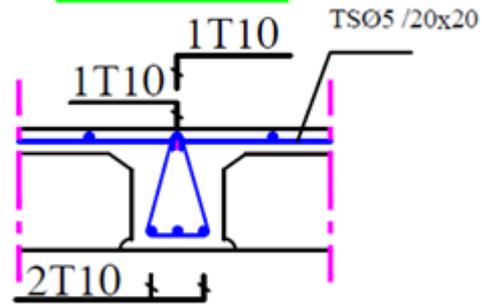
$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{1.57}{14 \times 17} \leq \frac{3.6}{400} \rightarrow 6.10^{-3} \leq 9.10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$



Coupe 2-2



Coupe 1-1



Plan de ferrailage du poutrelle

CHAPITRE VII
ETUDE
SISMIQUE

VIII-1) Introduction :

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné Des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- *D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.*
- *D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.*

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- *Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.*

- *Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.*

VIII-2) But d'étude :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

VIII-3) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*

VIII-3-1) La méthode statique équivalente :**❖ Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives statique dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

Une ductilité suffisante :

Une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a)- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones II b et III.*
- b)- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur énoncées en a.*

IX-3-2) La méthode dynamiques : *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.

VIII-3-3) La méthode d'analyse dynamiques par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

VIII-4) Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

* A : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.1 : coefficient d'accélération de zone A

{ Classification sismique de la wilaya ANNABA zone IIa (moyenne sismique)
 { Groupe 2 : ouvrages courant où d'importance moyenne
 { Groupe d'usage 2 → $A=0.15$
 { zone sismique IIA

* **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1 (sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2 (sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.7 : valeurs de T1 et T2

⇒ Site ferme «S₂» → T₂= 0.40s ; T₁=0.15s

- $\eta\sqrt{7/(2 + \xi)}$: facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$\eta = 0.882$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constituait, du type de structure de l'importance des remplissage.

$\xi = 7\%$; donne par le tableau 4.2

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.2 : valeurs de ξ (%)

-Estimation de la période fondamentale de la structure d'après l'article 4.2.4.2 RPA 99 version 2003

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05. (22.27)^{3/4} = \mathbf{0.51 \text{ sec}}$$

a- Sens longitudinal :

T : période fondamentale de la structure donne par la formule 4.7

$$T = \frac{0.09 \text{ hn}}{\sqrt{D}}$$

D =est la dimension du bâtiment mesurée à la basse dans la direction de calcul considérée.

$$D = 23.3\text{m} ; h_n = 22.27\text{m}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 22.27}{\sqrt{23.3}} = \mathbf{0.41\text{sec}} \Rightarrow T_2 \leq T_x \leq 3\text{s}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.882 * \left(\frac{0.4}{0.41}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.17 \Rightarrow D = 2.17$$

b- Sens transversal :

$D=9.20m ; h_n=22.27m$

$$T_Y = \frac{0.09 \times 22.27}{\sqrt{9.20}} = 0.66s \Rightarrow T_2 \leq T_Y \leq 3s \quad 0.66 > 0.41 \text{ on prend } T_x=0.41 \text{ sec}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 * 0.882 * \left(\frac{0.4}{0.66}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.59 \Rightarrow D = 1.59$$

* **Q** : facteur de qualité :

Q : facteur de qualité :

La valeur de **Q** est déterminée par la formule (4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

P_q : valeurs qui dépendent de l'observation ou non du critère de qualité.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_q = 0 \text{ pour un critère observé.} \\ P_q = 0.05 \text{ pour un critère non observé} \end{array} \right.$$

✓ **Sens longitudinale :**

Critère		P_q
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.00
2	Redondance en plan	0.00
3	Régularité en plan	0.00
4	Régularité en élévation	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6	Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$		1.15

✓ **Sens transversale :**

Critère	P_q
---------	-------

1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2	Redondance en plan	0.00
3	Régularité en plan	0.00
4	Régularité en élévation	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6	Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
	$Q = 1 + \sum_1^5 p_i q_i$	1.20

* **R** : Coefficient de comportement global la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini par le tableau (4.3). **R= 4**(portique contreventés par des voiles)

CAS	Description du système de contreventement (voir chapitre III 3.4) §	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

* **W** : Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, par exemple pour la combinaison G+0.2Q les valeur G et Q sont tries de resulates de robot

$$W = 1558.80 + 0.2 * 256.55$$

$$W = 1610.11 \text{ t}$$

* **Calcul les efforts sismique :**

a- **Calcul l'effort sismique pour sens longitudinal :**

$$V_{lon} = \frac{A * D * Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.17 \times 1.15}{4} * 1610.11 = 150.67 \text{ t}$$

b- Calcul l'effort sismique pour sens transversal :

$$V_{tra} = \frac{A * D * Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.17 \times 1.20}{4} * 1610.11 = 157.22 t$$

➤ La méthode d'analyse modale spectrale :

Le tableau ci-dessous présente la période et les facteurs de participation massique modale de la solution retenue.

MODE	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
mode 1	2,39	0,42	64,58	0	64,58	0	1598,18	1598,18
mode 2	4,13	0,24	64,59	70,1	0	70,1	1598,18	1598,18
mode 3	6,51	0,15	65,16	70,1	0,58	0	1598,18	1598,18
mode 4	9,32	0,11	82,06	70,1	16,9	0	1598,18	1598,18
mode 5	10,73	0,09	82,06	84,74	0	14,63	1598,18	1598,18
mode 6	13,99	0,07	82,07	88,21	0	3,47	1598,18	1598,18
mode 7	16,25	0,06	82,07	90,48	0	2,27	1598,18	1598,18
mode 8	18,09	0,06	87,35	90,51	5,28	0,03	1598,18	1598,18
mode 9	18,28	0,05	87,45	91,82	0,11	1,31	1598,18	1598,18
mode 10	20,07	0,05	87,45	92,56	0	0,75	1598,18	1598,18
mode 11	20,62	0,05	87,45	92,64	0	0,08	1598,18	1598,18
mode 12	20,93	0,05	87,49	92,64	0,03	0	1598,18	1598,18
mode 13	21,66	0,05	87,49	92,83	0	0,19	1598,18	1598,18
mode 14	24,6	0,04	89,8	92,84	2,32	0,01	1598,18	1598,18
mode 15	26,46	0,04	89,9	92,85	0,1	0,01	1598,18	1598,18
mode 16	27,61	0,04	90,16	92,86	0,26	0,01	1598,18	1598,18
mode 17	28,45	0,04	90,84	92,86	0,68	0,01	1598,18	1598,18
mode 18	29,06	0,03	91,08	92,87	0,24	0	1598,18	1598,18
mode 19	29,41	0,03	91,16	92,88	0,08	0,02	1598,18	1598,18
mode 20	30,44	0,03	91,16	92,91	0	0,02	1598,18	1598,18
mode 21	30,93	0,03	91,17	95,44	0,01	2,53	1598,18	1598,18

Tableau des modes

❖ **Mode 1 Translation par rapport à l'axe X $T=0.42$ sec**

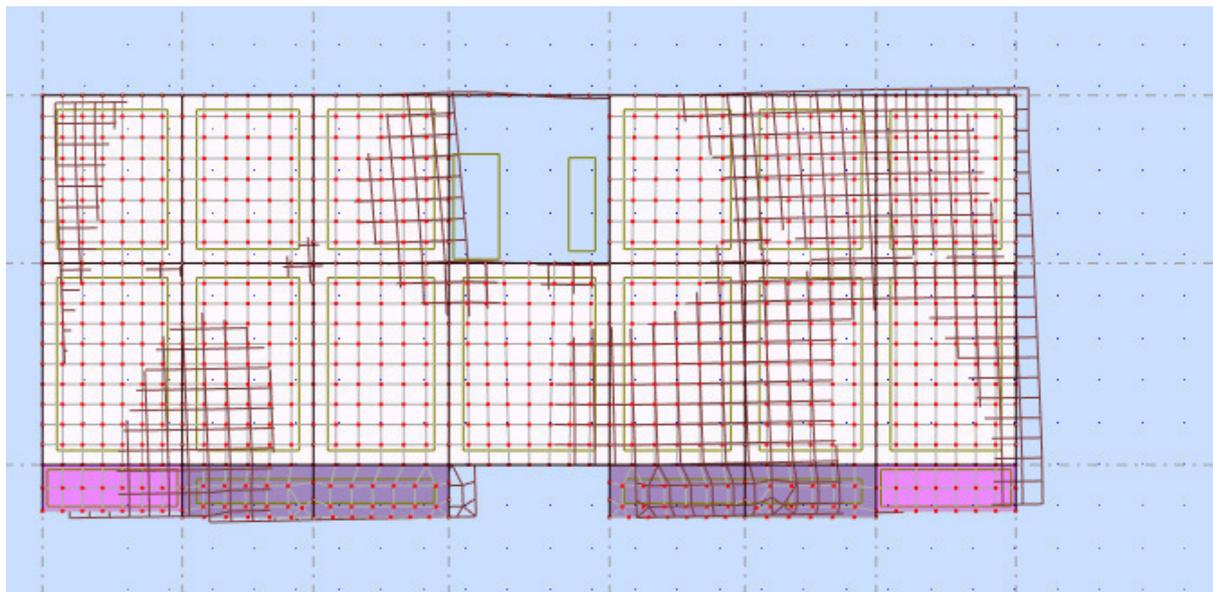


Schéma 2D

❖ **Mode 2 Translation par rapport à l'axe y $T=0.24$ sec**

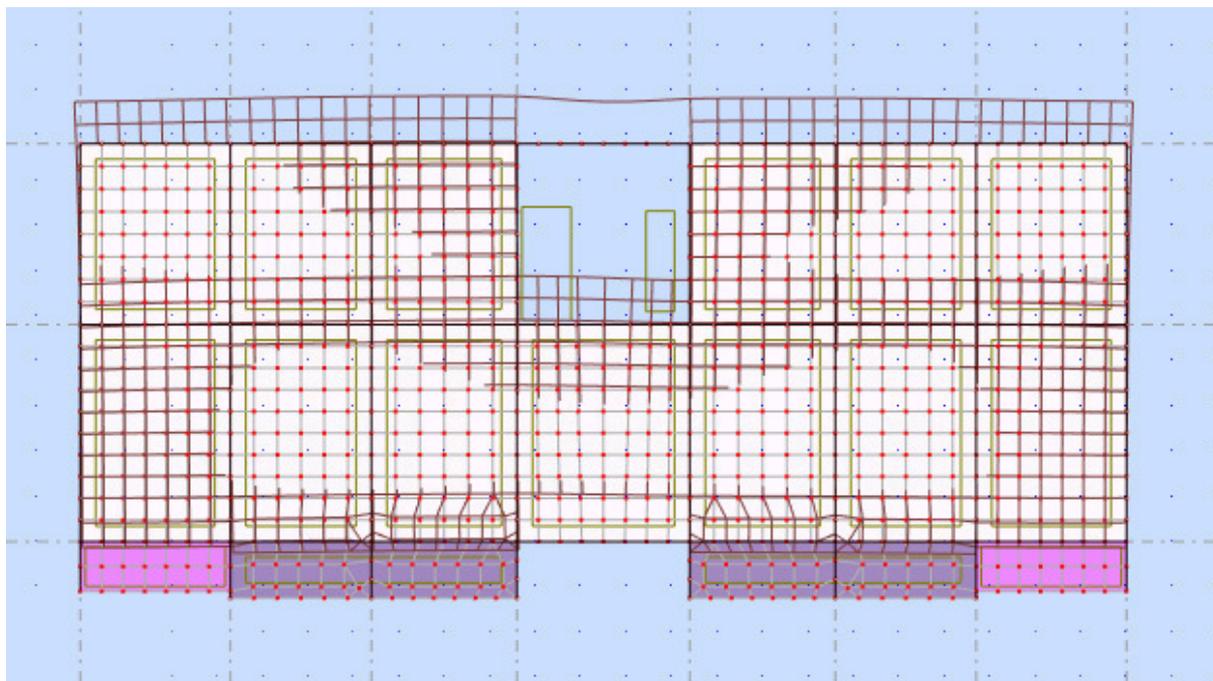


Schéma 2D

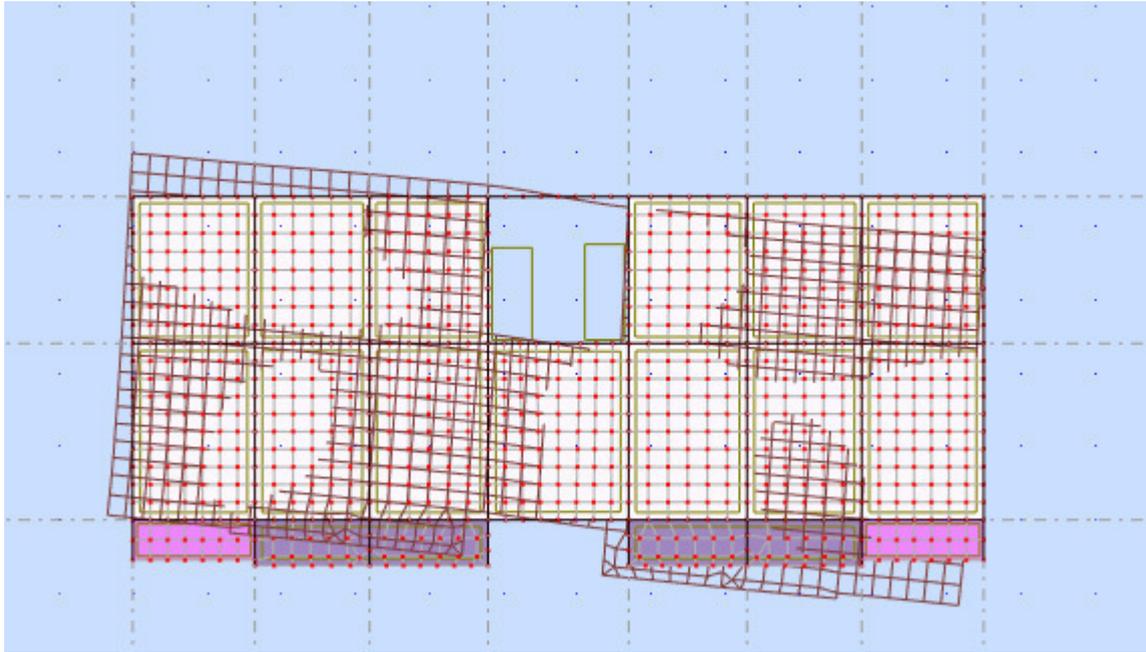
❖ **Mode 3 Rotation par rapport à l'axe X T=0.15sec**

Schéma 2D

VII-5) Vérification de la période :

Selon les RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$T_{\text{théorique}} = C_t * h_N^{3/4}$$

$$T_{\text{calcul}} \leq 1.3 * T_{\text{théorique}}$$

Donc :

$$T_{\text{théorique}} = 0.05 * 22.27^{0.75} = 0.51 \text{ sec}$$

$$1.3 * T_{\text{théorique}} = 1.3 * 0.51 = 0.66 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow \text{donc : } T_{\text{calcul}} = 0.42 \text{ sec}$$

Du robot 0.66sec 0.42sec c'est vérifier

VII-6) L'effort sismique à la base de la structure :➤ **Résultat des forces dynamique :**✓ **L'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003**

Dans cette partie, nous allons vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V Dynamique obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

statique pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (déplacements, forces, moments) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Cas – EX						
Mode CQC						
Somme totale	156,42	52,67	811,68	5,71	18,13	0,37
Somme réactions	131,68	1,32	0	14,28	1633,04	432,82
Somme efforts	131,68	1,32	0	14,28	1633,06	432,79
Vérification	263,37	2,64	0	28,57	3266,1	865,61
Précision	1,61E-02	3,11E-03				

Cas – EY						
Mode CQC						
Somme totale	37,65	147,43	647,85	15,9	3,04	0,37
Somme réactions	1,32	145,7	0	1764,09	11,25	1672,74
Somme efforts	1,32	145,7	0	1764,1	11,25	1672,73
Vérification	2,65	291,4	0	3528,18	22,5	3345,47
Précision	1,61E-02	3,11E-03				

D’après les résultats obtenus du logiciel « ROBOT » :

$$V_{x\ dyn} = 156.42t$$

$$V_{y\ dyn} = 147.43t$$

$$0.8 * V_{x\ stat} = 0.8 * 150.67 t = 120.53t$$

$$0.8 * V_{y\ stat} = 0.8 * 157.22 t = 125.77 t$$

$$V_{x\ dyn} = 156.42 t > 120.53 t \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$V_{y\ dyn} = 147.43 t > 125.77 t \dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX-7) Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi}) \quad (\text{Voir paragraphe 4.2.3 calcul de } W)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 (Voir paragraphe 4.2.10)

- **Sens longitudinal :**

EX :

Niveau	Wi (t)	Pk t	$\delta EK(m)$	R	δ_k	$\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$	Vk (t)	hi (m)	θ	Observation
Etage 1	274,96	1598,18	0,001	4	0,004	0,004	131,68	3,91	0,01241621	≤0,1
Etage 2	219,04	1323,22	0,005	4	0,02	0,016	128,52	3,06	0,0538344	≤0,1
Etage 3	219,04	1104,18	0,009	4	0,036	0,016	120,45	3,06	0,04793267	≤0,1
Etage 4	219,04	885,14	0,014	4	0,056	0,02	108,09	3,06	0,05352233	≤0,1
Etage 5	216,29	666,1	0,019	4	0,076	0,02	91,77	3,06	0,04744028	≤0,1
Etage 6	216,29	449,81	0,024	4	0,096	0,02	70,87	3,06	0,04148349	≤0,1
Etage 7	245,45	233,52	0,029	4	0,116	0,02	43,34	3,06	0,0352163	≤0,1

Tableau : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal

- **Sens transversal :**

EY :

Niveau	Wi (t)	Pk t	$\delta EK(m)$	R	δ_k	$\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$	Vk (t)	hi (m)	θ	Observation
Etage 1	274,96	1598,18	0,001	4	0,004	0,004	145,7	3,91	0,01122146	≤0,1
Etage 2	219,04	1323,22	0,002	4	0,008	0,004	139,52	3,06	0,0123975	≤0,1
Etage 3	219,04	1104,18	0,004	4	0,016	0,008	129,73	3,06	0,02225195	≤0,1
Etage 4	219,04	885,14	0,005	4	0,02	0,004	115,91	3,06	0,00998228	≤0,1
Etage 5	216,29	666,1	0,007	4	0,028	0,008	97,86	3,06	0,0177952	≤0,1
Etage 6	216,29	449,81	0,009	4	0,036	0,008	74,45	3,06	0,01579548	≤0,1
Etage 7	245,45	233,52	0,01	4	0,04	0,004	43,83	3,06	0,00696452	≤0,1

Tableau : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversale

Dans ces tableau l'effet P-Δ sont vérifiés pour tous les niveaux

CHAPITRE IX

ETUDE

PORTIQUE

IX-1) Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, R.P.A.99/V2003 et BAEL.

Par portiques, on entend le calcul des éléments principaux qui sont les poteaux et les poutres.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée et /ou déviée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

IX-2) Ferrailage des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et soit le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion déviée composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

On considère les sollicitations suivantes :

$N \text{ max} \rightarrow M \text{ correspondant}$

$M \text{ max} \rightarrow N \text{ correspondant}$

IX-2-1) Les résultats des sollicitations :

Les résultats des sollicitations des efforts internes des poteaux pour les combinaisons (ELU, ELS et ELA) donnés par le logiciel robot millenium sont résumés sous forme des tableaux.

Nous avons présenté ci-dessous un exemple des résultats du logiciel pour le cas du poteau le plus chargé

➤ **Poteaux de sous-sol (30×40) :**

Par le logiciel Robot millenium et à partir de la combinaison la plus défavorable on a :
Le poteau le plus sollicité c'est le POTEAU DEE4. Les poteaux sont calculés pour les combinaisons ELU, ELS, $G+Q\pm 1.2E$, $0.8G\pm E$

Cas	N_{max} (t)	M_y (t.m)	M_z (t.m)
ELU	122.54	0.20	0.58
ELS	88.90	0.14	0.42
G+Q+1.2EX	92.97	-0.20	0.52

* Caractéristiques :

B(cm)	h(cm)	d(cm)	L_0 (cm)	L_f (cm)	N_u (t)	M_u (tm)	N_s (t)	M_s (tm)
30	40	37	3.91	3.06	122.54	0.20	88.90	0.14

* Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L / 250)$$

$$L / 250 = 391/250 = 1.22 \text{ cm} = 0,0122 \text{ m} \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

e_0 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_0 = M_u / N_u$$

$$e_0 = 0.20 / 122.54 = 1.63 \cdot 10^{-3} \text{m}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } L_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.02163$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$7.65 < \max(15 ; 1.08)$$

⇒ La méthode forfaitaire est utilisable.

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \phi \alpha) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} \text{ (ELS) ou } \alpha = 10 \left[1 - \frac{Mu}{1.5M_{ser}} \right] \leq 1$$

Dans notre cas $\alpha = 0.48$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (3.06)^2}{10^4 \cdot 0.40} (2 + 0.48 \cdot 2) = \mathbf{0.028 \text{ m}}$$

$$e = e_a + e_0 + e_2$$

$$e = 0.02 + 1.63 \cdot 10^{-3} + 0.028 = \mathbf{0.04963 \text{ m}}$$

$$M_{\text{corrige}} = N_{\text{ultime}} \cdot e$$

$$M_{\text{corrige}} = 122.54 \cdot 0.04963 = \mathbf{6.08 \text{ t.m}}$$

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée (30*40)

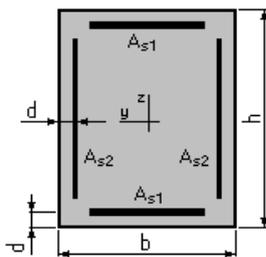
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$\begin{aligned} b &= 30,0 && \text{(cm)} \\ h &= 40,0 && \text{(cm)} \\ d &= 3,0 && \text{(cm)} \end{aligned}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (T)	M_y (T*m)	M_z (T*m)
1.	ELU	122,540	6,080	0,580
2.	ELS	88,900	0,140	0,420
3.	ELA	92,970	-0,200	0,520

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 60,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 122,540 \text{ (T)}$ $M_y = 6,080 \text{ (T*m)}$ $M_z = 0,580 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 41,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 23,3 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 347,83 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 88,900 \text{ (T)}$ $M_y = 0,140 \text{ (T*m)}$ $M_z = 0,420 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,13
 Position de l'axe neutre: $y = 182,7 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 15,5 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,03 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 103,37 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,00 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA $N = 92,970 \text{ (T)}$ $M_y = -0,200 \text{ (T*m)}$ $M_z = 0,520 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,68 Pivot: C
 Position de l'axe neutre: $y = 43,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 14,8 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,12 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 400,00 \text{ (MPa)}$

* **Condition de non fragilité :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion déviée composée en doit vérifier la formule suivante :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23b * d * f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

* Condition de l'RPA :

Pour les armatures longitudinales elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% de la section totale du béton.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 3% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

$$A_{min} = 0,80\%(b \times h) \Rightarrow A_{min} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Dans le calcul des armatures longitudinales des poteaux, le Robot expert utilise un pourcentage minimal pour les poteaux de 1% mais dans les RPA on propose juste un pourcentage de 0.8% de la section du béton. La correction sera donc faite à chaque fois pour les armatures concernées. Ainsi 12 cm^2 devient 9.6 cm^2

On adopte : **6HA16=12.06 cm²**

* Armatures transversales :

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

➤ Poteaux (30*40) :

✓ **Espacement des cadres :** (Arti 7-4-2-1 et 7-4-2-2 RPA 99 v2003)

La valeur maximale est fixée comme suit :

- En zone nodale (zone II) : longueur = 40cm

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.6 ; 15)$$

On prend une valeur de $t=12\text{cm}$

- En zone courante (zone II) :

$$t' \leq 15\Phi_1 = 24$$

Φ_1 : diamètre minimal longitudinal $\Phi_1 = 16 \text{ mm}$

On prend : $t = 20\text{cm}$

✓ Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \min (l_f/a ; l_f/b) = 7.65 > 5 \rightarrow \rho_a = 2.50$$

$$V_u = 3.95t$$

- En zone nodale : $t = 12\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho * V_u * t}{h * f_e} = \frac{2.50 * 3.95 * 10^3 * 0.12}{0.40 * 4000} = 0.74\text{cm}^2$$

- En zone courante : $t = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho * V_u * t}{h * f_e} = \frac{2.50 * 3.95 * 10^3 * 0.20}{0.40 * 4000} = 1.23\text{cm}^2$$

Donc : on adopte avec la grande section 4T8 $\rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$

✓ Vérification des poteaux à l'effort tranchant : (Art 7-4-3-2 RPA 99)

$$\tau = \frac{V}{b * d} = \frac{3.95 * 10^3}{30 * 37} = 3.55\text{Kg/cm}^2 = 0.355\text{MPa}^{22}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_a * f_{c28} = 0.075 * 25 = 1.875\text{MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

✓ Vérification la section minimale des cadres :

$$\frac{A_t}{t * b_1} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \lambda_g \text{ min} = 7.65 \Rightarrow \frac{A_t}{t * b_1} = 0.335 < \% \geq$$

0.3% condition vérifiée

Section de poteau (cm ²)	Elancement λ_g	ρ_a	Barres longitudinales	Barres transversales	St (Zone courante) (cm)	St (Zone nodale) (cm)
30*40	7.65	2.50	6HA16	2T10	20	12

➤ Poteaux d'angle de sous-sol (30x40) :

✓ ELU :

$$M_u = 0.34t.m$$

$$N_u = 24.30\text{tf}$$

$$M_s = 0.24t.m$$

$$N_s = 17.80\text{tf}$$

$$b = 30\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$L_f = 3.91\text{m}$$

$$d = 27\text{cm}$$

$$c = 3\text{cm}$$

$$f_{bc} = 142\text{kg/cm}^2$$

$$\bar{c} = 3480\text{kg/cm}^2$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L / 250)$$

$$L / 250 = 350/250 = 1.4 \text{ cm} = 0,014 \text{ m} \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_0 = M_u / N_u$$

$$e_0 = 0.34 / 24.30 = 0.014\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.034$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \phi \alpha) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (3.91)^2}{10^4 \cdot 0.40} (2 + 1 \cdot 2) = 0.45 \text{ m}$$

$$e = e_a + e_0 + e_2$$

$$e = 0.02 + 0.014 + 0.45 = 0.49 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} * e$$

$$M_{\text{corrigé}} = 24.30 * 0.49 = 11.907 \text{ t.m}$$

$$e_0 \leq h/2 - c = 0.11\text{m}$$

→ *Le centre de pression est à l'intérieur de l'armature*

Section entièrement ou partiellement comprimé :

$$N_u(d-c') - M_{ua} \leq (0.337 - 0.81c'/h)bh^2f_{BC}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u * \frac{d-h}{2}$$

$$M_{ua} = 11.907 + 24.30 * \frac{0.37 - 0.40}{2} = 11.54 \text{ t.m}$$

$$N_u(d-c') - M_{ua} = 24.30(0.37 - 0.03') - 11.54 = 3.27 \text{ t.m}$$

$$(0.337 - 0.81c'/h)bh^2f_{BC} = 18.82\text{t.m}$$

Donc $11.54\text{t.m} \leq 18.82 \text{ t.m}$ (SPC) on calcul la section en flexion simple sous M_{ua}

$$M_u = 11.54 \text{ t.m} \quad b = 30\text{cm} \quad h = 40\text{cm}$$

$$\sigma_b = 142\text{Kg/cm}^2 \quad \sigma_s = 3480 \text{ Kg/cm}^2 \quad d = 37\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{11.54 * 10^5}{30 * 37^2 * 142} = 0.19$$

$$\mu < \mu_R = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.27$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 32.88 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z * \sigma_s} = \frac{11.54 * 10^5}{32.88 * 3480} = 10.08 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23b * d * f_{tj}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfc} = A_s - (N_u / \sigma_s)$$

$$A_{sfc} = 10.08 - (24.30 * 10^3 / 3480)$$

$$A_{sfc} = 6.98 \text{ cm}^2$$

La section d'acier étant inférieure au pourcentage

Minimum de RPA : $0.8\%bh = 9.6 \text{ cm}^2$

On adopte : $6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2 > 9.6 \text{ cm}^2$ ou $6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$

✓ **ELS :**

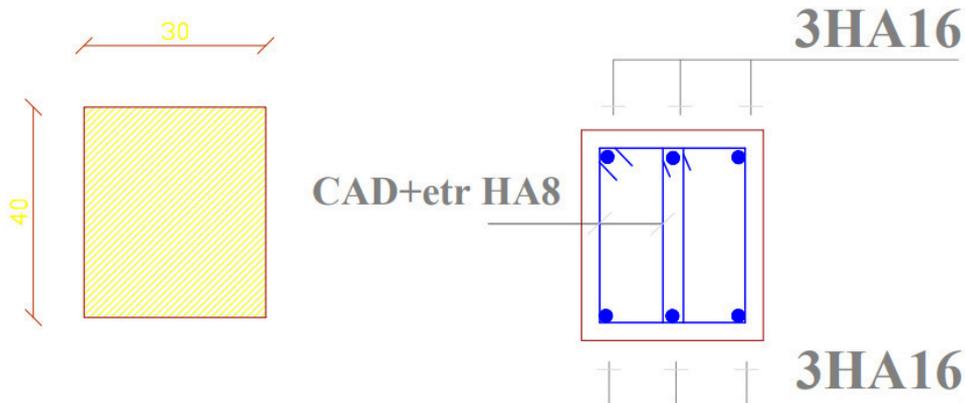
- **Vérification des contraintes :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{b * h} = \frac{17.80}{30 * 40} = 148.33 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15 * N_s}{b * h} = \frac{15 * 17.80}{30 * 40} = 1225 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{Vérfiée}$$



FERRAILLAGE DES POTEAUX (30*40)

IX-3) Ferrailage des poutres :

❖ Recommandation des RPA 99/version 2003 :

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone II.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour l'ELA, l' ELS et l' ELA (le cas le plus défavorable).

❖ Armatures transversales :

* La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 * S * b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$\min(h/4, 12\phi)$

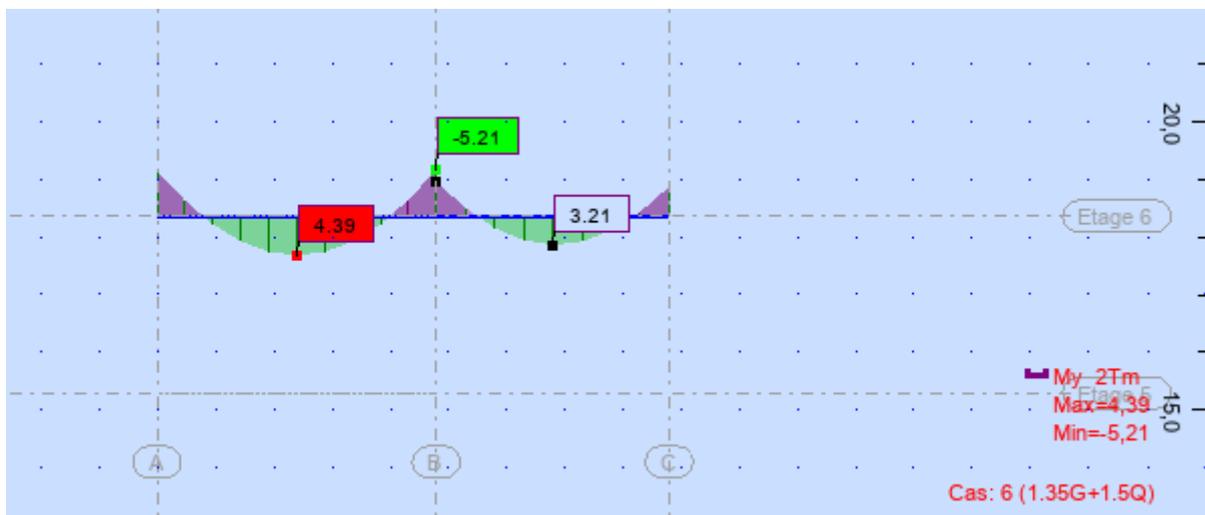
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

*La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

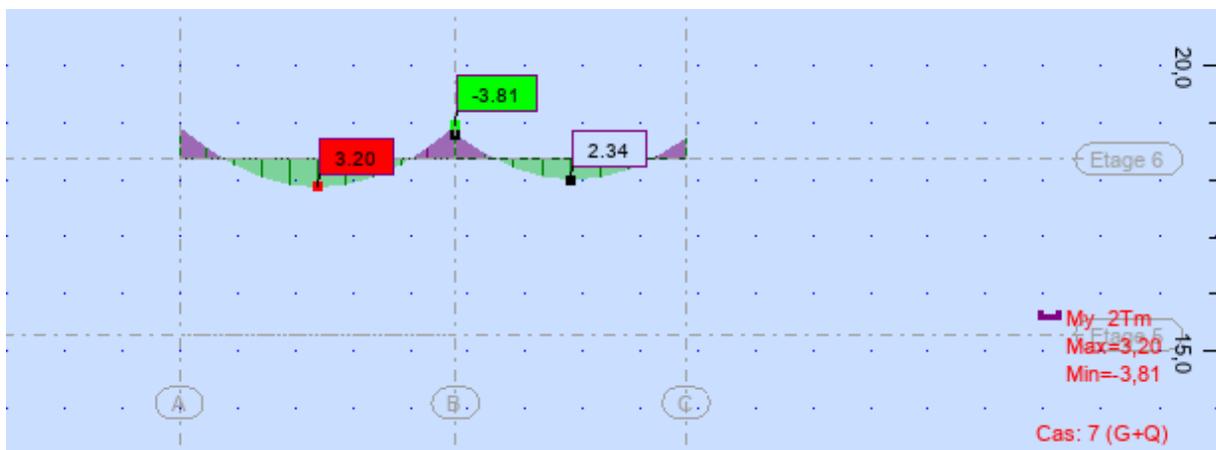
*Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

IX-3-1) Poutre principale (30*40) terrasse a X=9.60 :

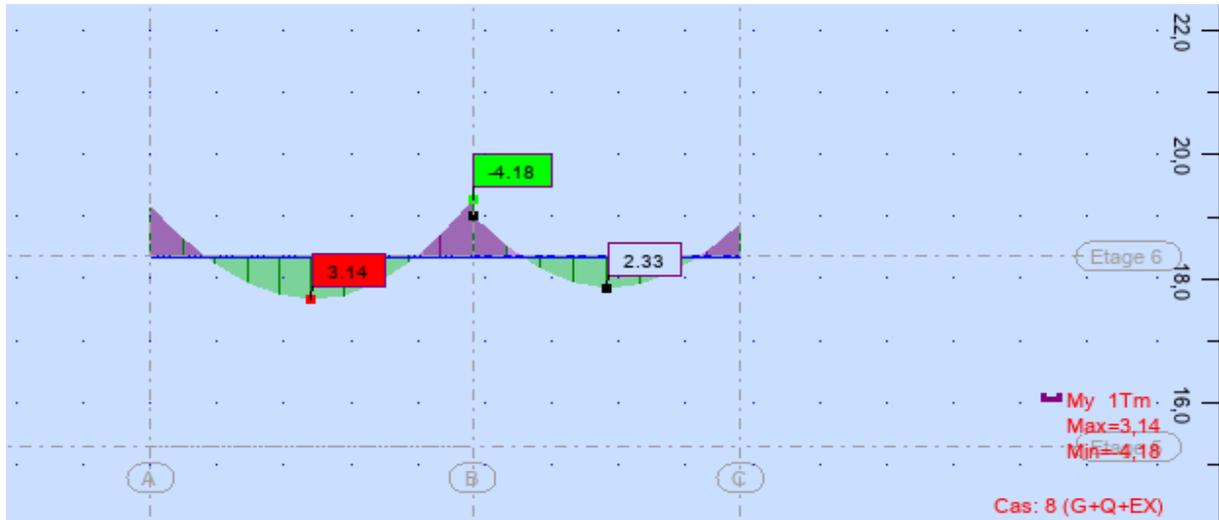
✓ ELU :



✓ ELS :



✓ $G+Q+EX$:



A- Travée :

$$M_u = 4.39 \text{ t.m}$$

$$M_s = 3.20 \text{ t.m}$$

$$M_A = 3.14 \text{ t.m}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

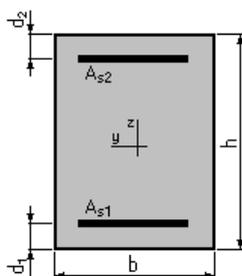
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4,390	0,000
Etat Limite de Service	3,200	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	3,140	0,000

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 3,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,9$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 27,8$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,35$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,31$ (%)

Analyse par Cas:**Cas ELU** $M_{max} = 4,390$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,11	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 35,4$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,20$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,83$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 3,200$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,66
Position de l'axe neutre:	$y = 10,2$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 33,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 6,10$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 240,41$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s\ lim} = 400,00$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 3,140$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité:	1,80	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 35,6$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,05$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400,00$ (MPa)	

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\ min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de l'RPA :**

$$0.5\% * b * h = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3T14=4.62 \text{ cm}^2$

B- Appui :

$$M_u = -5.21 \text{ t.m}$$

$$M_s = -3.81 \text{ t.m}$$

$$M_A = -4.18 \text{ t.m}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

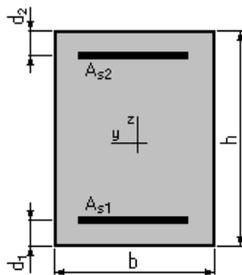
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-5,210	0,000
Etat Limite de Service	-3,810	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-4,180	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 27,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,37 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,35 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{max} = 2,31 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -5,210 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 35,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,30$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,83$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -3,810$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,49
 Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,08$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 268,01$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 400,00$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -4,180$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,44 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,13$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \min = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de l'RPA :**

$$0.5\% * b * h = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **3T14 = 4.62 cm²**

- **Exemple de calcul a main :**

- **Ferraillage en travée :**

$$M_u = 4.39 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{4.39 * 10^5}{30 * 37^2 * 142} = 0.075$$

$$\mu < \mu_R = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.097$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 35.56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{4.39 \cdot 10^5}{35.56 \cdot 3480} = 3.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.86 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$ vérifiée

- Ferraillage en appui :

$$M_u = -5.21 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.21 \cdot 10^5}{30 \cdot 37^2 \cdot 142} = 0.08$$

$$\mu < \mu_R = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.10$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 35.52 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5.21 \cdot 10^5}{35.52 \cdot 3480} = 4.2 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4.2 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2$ vérifiée

- Vérification à l'ELS :

- ✓ En travée :

$$M_s = 3.20 \text{ t.f.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.30 \Rightarrow x = 10.96m$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b * x^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 60156.38cm^4$$

- Vérification des contraintes :

- En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_S * x}{I} = \frac{3.20 * 10^5 * 10.96}{60156.38} = 58.30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150\text{kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

- En acier :

$$\sigma_s = \frac{15 * M_S(d-x)}{I} = \frac{15 * 3.20 * 10^5 (37 - 10.96)}{60156.38} = 2007.78 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

.....Vérifiée

- ✓ En appui :

$$M_s = -3.81 \text{ tf.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b * x^2}{2} - 15A_s(d - x) = 0$$

$$15x^2 + 69.3x - 2564.1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 398.30 \Rightarrow x = 10.96m$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b * x^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 60156.38cm^4$$

- Vérification des contraintes :

- En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_S * x}{I} = \frac{3.81 * 10^5 * 10.96}{60156.38} = 69.41 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150\text{kg/cm}^2 \dots \text{Vérifiée}$$

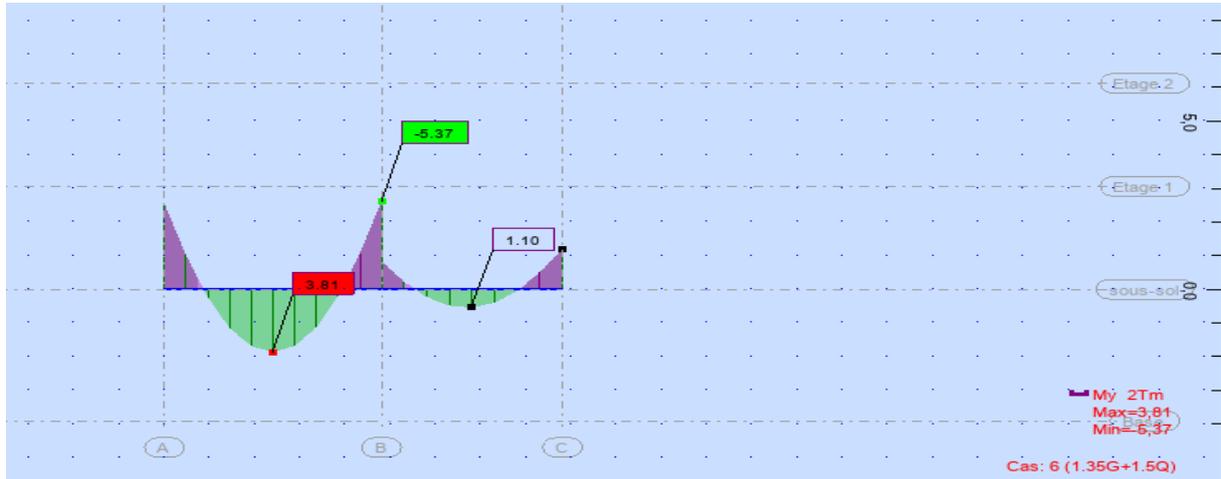
- En acier :

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_S(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 3.81 \cdot 10^5 (37-10.96)}{60156.38} = 2003.86 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

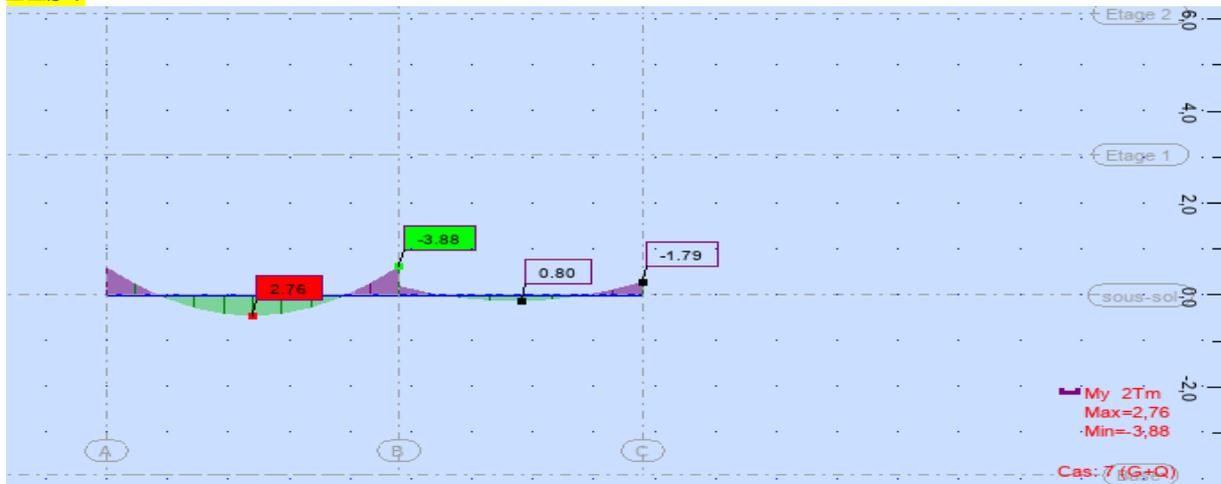
.....Vérifiée

IX-3-2) Poutre principale (30*40) sous-sol X=9.60 :

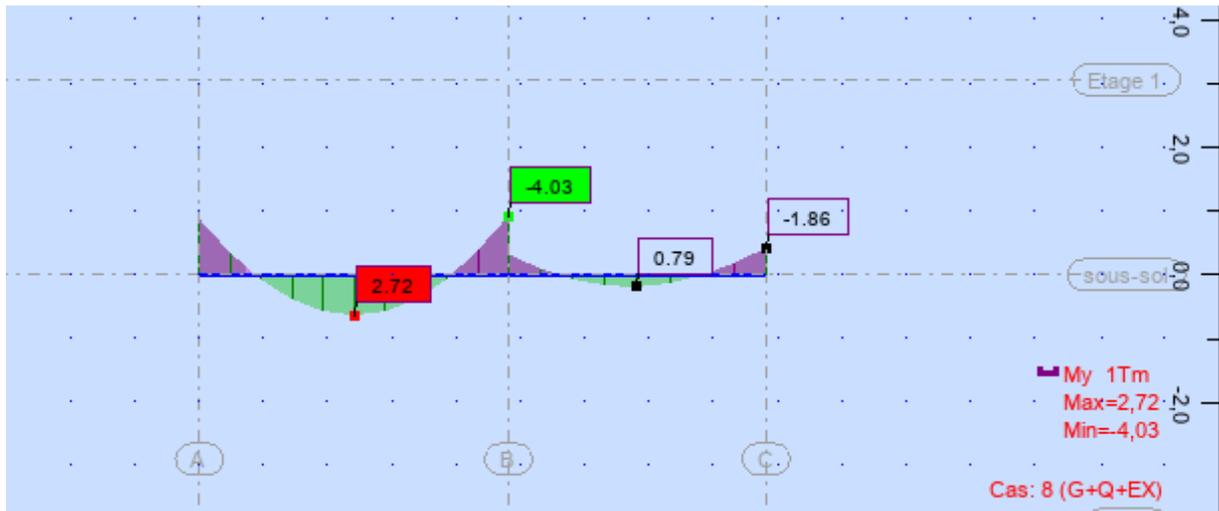
ELU :



ELS :



G+Q+EX :



Calcul de Section en Flexion Simple

A- Travée :

$M_u = 3.81 \text{ t.m}$

$M_s = 2.76 \text{ t.m}$

$M_A = 2.72 \text{ t.m}$

Calcul de Section en Flexion Simple

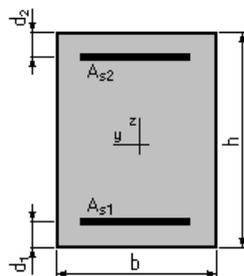
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



- $b = 30,0 \text{ (cm)}$
- $h = 40,0 \text{ (cm)}$
- $d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$
- $d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamentale)	3,810	0,000

Etat Limite de Service	2,760	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2,720	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 27,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,31 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 3,810 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,28	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 35,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,20 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 347,83 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 2,760 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,93	
Position de l'axe neutre:	$y = 10,2 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 33,6 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,26 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,00 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 207,35 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,00 \text{ (MPa)}$	

Cas ELA $M_{\text{max}} = 2,720 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité:	2,07	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,5 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 35,6 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,05 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 400,00 \text{ (MPa)}$	

- Condition de non fragilité:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

- Condition de l'RPA :

$$0.5\% * b * h = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

B- Appui :

$M_u = -5.21 \text{ t.m}$

$M_s = -3.81 \text{ t.m}$

$M_A = -4.03 \text{ t.m}$

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

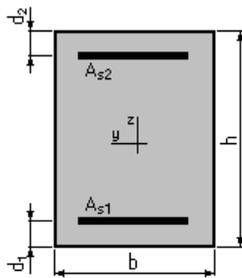
Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

S

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



- $b = 30,0 \text{ (cm)}$
- $h = 40,0 \text{ (cm)}$
- $d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$
- $d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamentale)	-5,210	0,000
Etat Limite de Service	-3,810	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-4,030	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 4,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 27,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,37 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,35 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{max} = 2,31 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -5,210 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$
 Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,3$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,30$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,83$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -3,810$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,49
 Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,08$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 268,01$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 400,00$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -4,030$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,50 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 35,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,13$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

- Condition de non fragilité :

$$A_{s\ min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{cm}^2$$

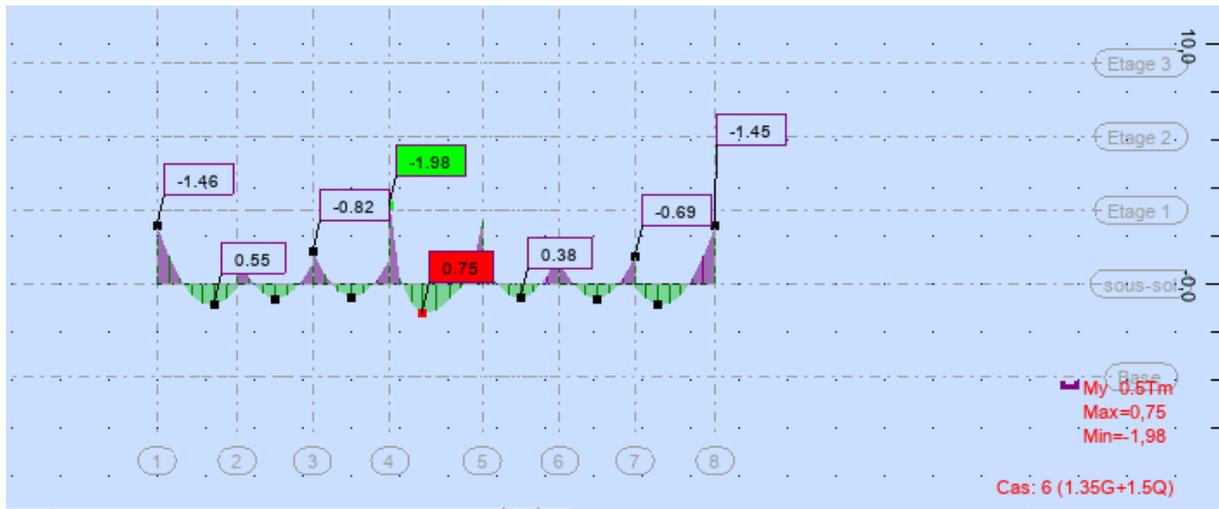
- Condition de l'RPA :

$$0.5\% * b * h = 6\text{cm}^2$$

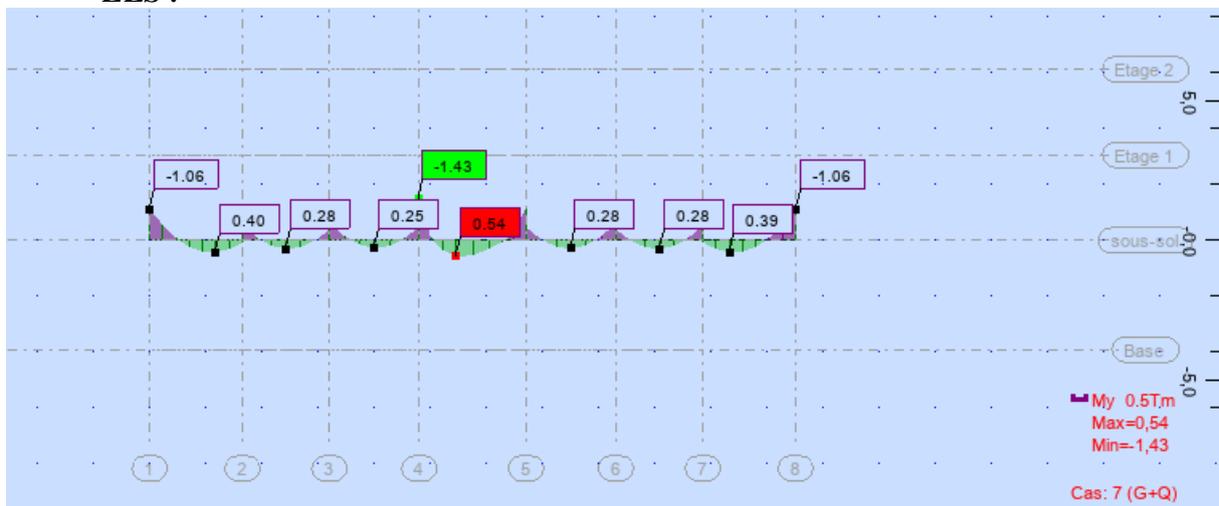
Donc on adopte : **3T14 = 4.62 cm²**

IX-3-3) Poutre secondaire (30*35) sous-sol X=4.80 :

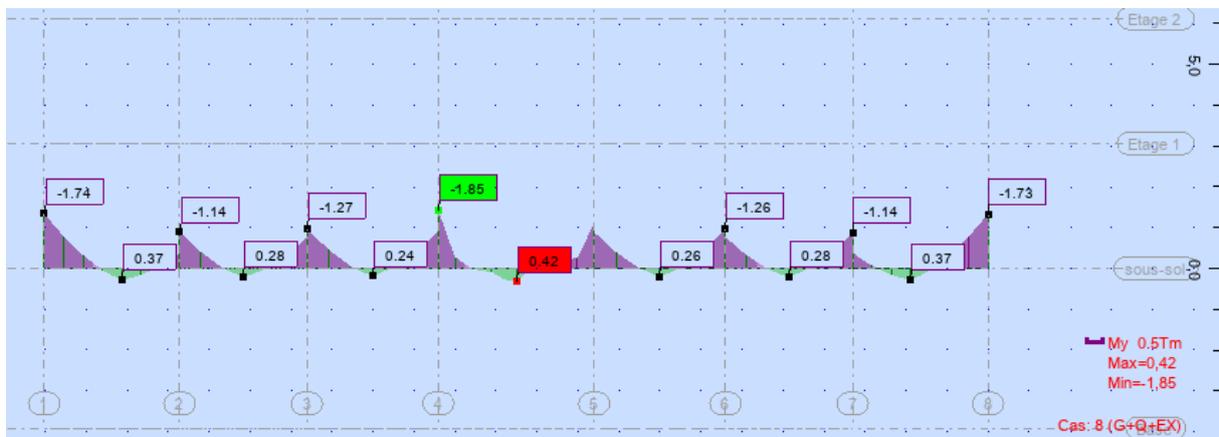
✓ **ELU :**



✓ *ELS :*



✓ *G+Q+EX :*



Calcul de Section en Flexion Simple

A- Travée :
 $M_u = 0.75 \text{ t.m}$

$M_s = 0.54 \text{ t.m}$

$M_A = 0.42 \text{ t.m}$

Calcul de Section en Flexion Simple

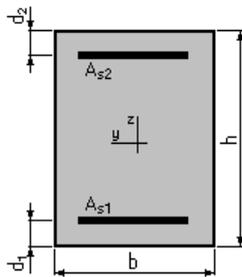
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 35,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,750	0,000
Etat Limite de Service	0,540	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,420	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 24,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,35 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{max} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 0,750 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,87 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20 \text{ (\%o)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%o)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 347,83 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 0,540$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 7,37

Position de l'axe neutre: $y = 8,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,82$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 9,33$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 400,00$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 0,420$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 10,05 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

- Condition de non fragilité :

$$A_{s\ min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.15\text{cm}^2$$

- Condition de l'RPA :

$$0.5\% * b * h = 5.25\text{cm}^2$$

Donc on adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

Calcul de Section en Flexion Simple

B- Appui :

$$M_u = -1.98\text{ t.m}$$

$$M_s = -1.43\text{ t.m}$$

$$M_A = -1.85\text{ t.m}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

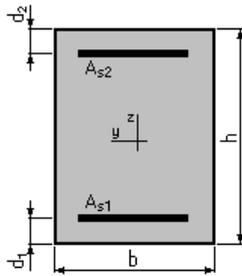
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,00$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$
 $h = 35,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-1,980	0,000
Etat Limite de Service	-1,430	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-1,850	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 2.9 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 24,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
minimum	$\rho = 0,35 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{max} = 2,29 \text{ (\%)} $
	$\rho_{min} = 0,35 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -1,980 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,84 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 30,6 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20 \text{ (\%)}$
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347,83 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = -1,430 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,78
 Position de l'axe neutre: $y = 8,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 29,1 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,65 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 143,63 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400,00 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{max} = -1,850 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,28 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 3,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 30,8 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,05 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.15\text{cm}^2$$

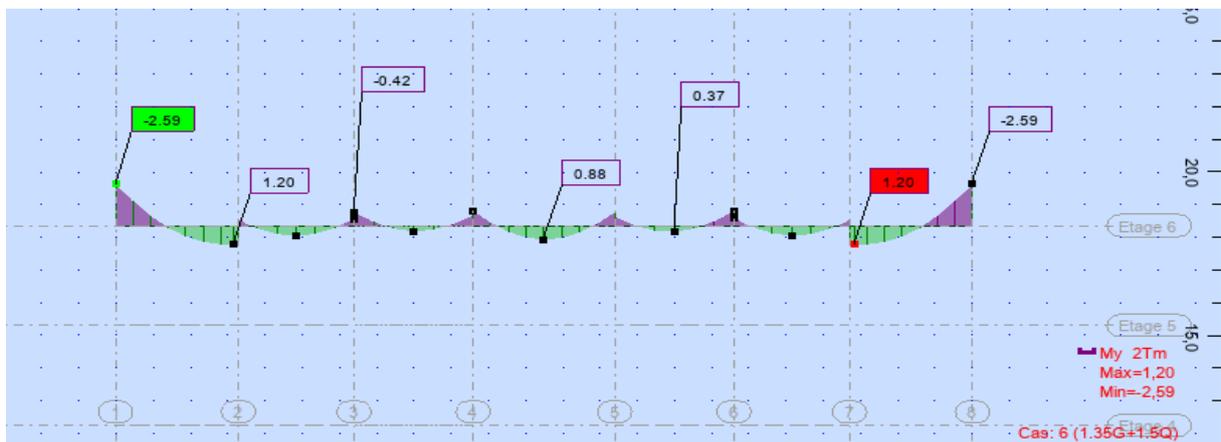
- **Condition de l'RPA :**

$$0.5\% * b * h = 5.25\text{cm}^2$$

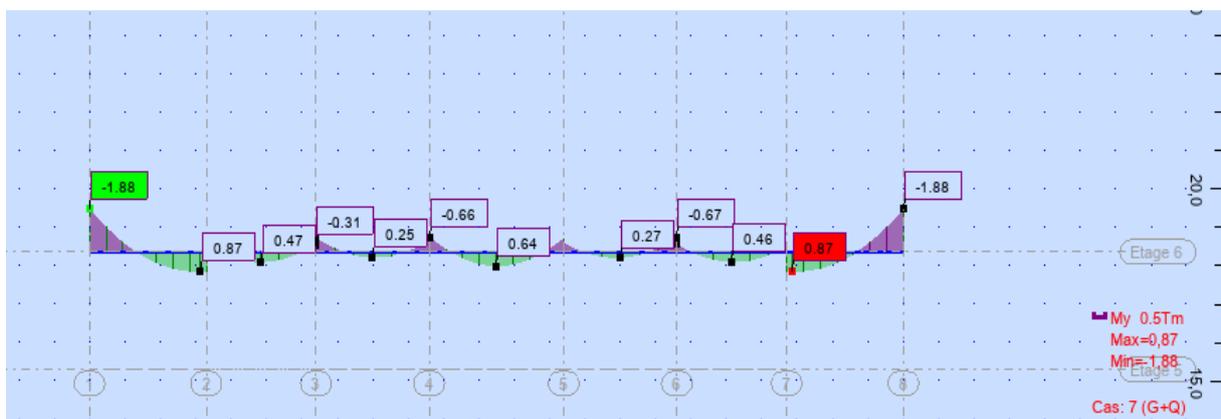
Donc on adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

IX-3-4) Poutre secondaire (30*35) Terrasse X = 4.80 :

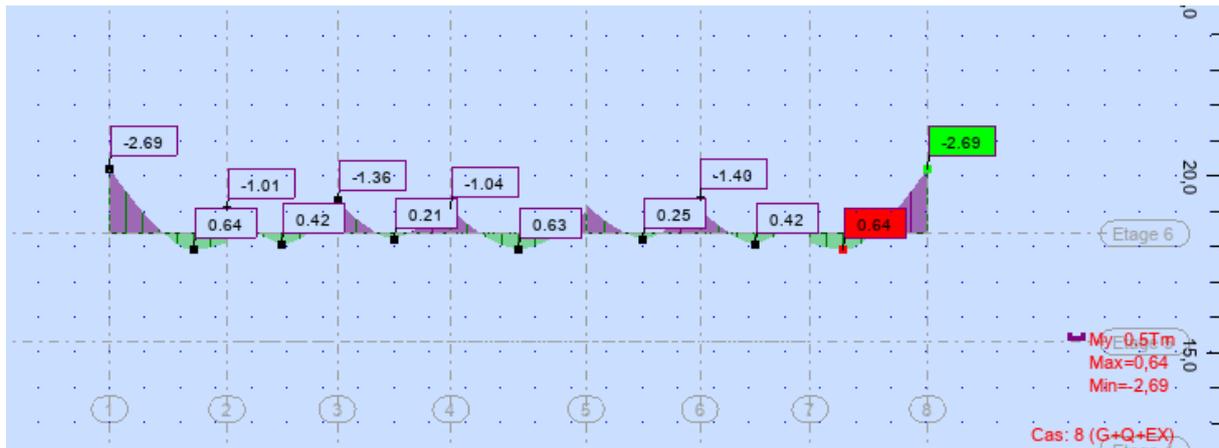
- ✓ **ELU :**



- ✓ **ELS :**



- ✓ **G+Q+EX :**



Calcul de Section en Flexion Simple

A- Travée :

$M_u = 1.20 \text{ t.m}$

$M_s = 0.87 \text{ t.m}$

$M_A = 0.64 \text{ t.m}$

Calcul de Section en Flexion Simple

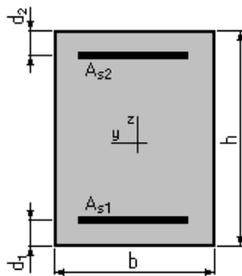
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 35,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamentale)	1,200	0,000
Etat Limite de Service	0,870	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,640	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 2,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 24,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35 \text{ (\%)}\text{)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,29 \text{ (\%)}\text{)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 1,200 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,04 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,20 \text{ (\%)}\text{)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,83 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 0,870 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,58

Position de l'axe neutre: $y = 8,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 29,1 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,32 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 15,03 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 400,00 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 0,640 \text{ (T*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,59 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,05 \text{ (\%)}\text{)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,00 \text{ (MPa)}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1,15 \text{ cm}^2$$

- **Condition de l'RPA :**

$$0,5\% * b * h = 5,25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Calcul de Section en Flexion Simple

B- Appui :

$$M_u = -2,59 \text{ t.m}$$

$M_s = -1.88 \text{ t.m}$

$M_A = -2.69 \text{ t.m}$

Calcul de Section en Flexion Simple

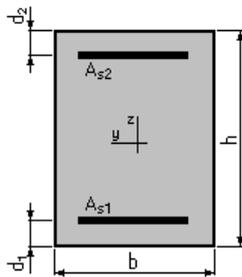
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,00 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration non préjudiciable
- * Prise en compte des armatures comprimées
- * Prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 35,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{max} \text{ (T*m)}$	$M_{min} \text{ (T*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2,590	0,000
Etat Limite de Service	-1,880	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-2,690	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 2.5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 24,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,35 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{min} = 0,35 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{max} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -2,590 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,41 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30,6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,20 \text{ (\%o)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%o)}$

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 347,83 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = -1,880$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 2,12

Position de l'axe neutre: $y = 8,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,79$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 188,83$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 400,00$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -2,690$ (T*m) $M_{min} = 0,000$ (T*m)

Coefficient de sécurité: 1,57 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,00$ (MPa)

- Condition de non fragilité :

$$A_s \min = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{ cm}^2$$

- Condition de l'RPA :

$$0.5\% * b * h = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3T12 = 3.39 cm²**

IX-3-5) Armatures transversales : (la contrainte tangentielle) :

$$V_u^{\text{Max}} = 7.75 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{V}{b * d} = \frac{7.75 * 10^3}{30 * 37} = 6.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{CBA93 (A-5-1-2-1)})$$

$$\tau_u^{\text{Max}} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

A- Disposition constructive :

S_t : l'espacement des d'armatures transversales

- En zone nodale : RPA99 (A-5-2-2) :

$$S_t \leq \min (h/4; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm.}$$

▪ En zone courante :

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

BAEL Page 116

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

$$S_t \leq \min (33.3; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

Section minimale des armatures transversales

$$S_t \leq \frac{A_t f_c}{0.4 b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_c}$$

$$A_t = 0.6 \text{ cm}^2 \text{ pour } S_t = 20\text{cm}$$

Condition exigée par le RPA99 :

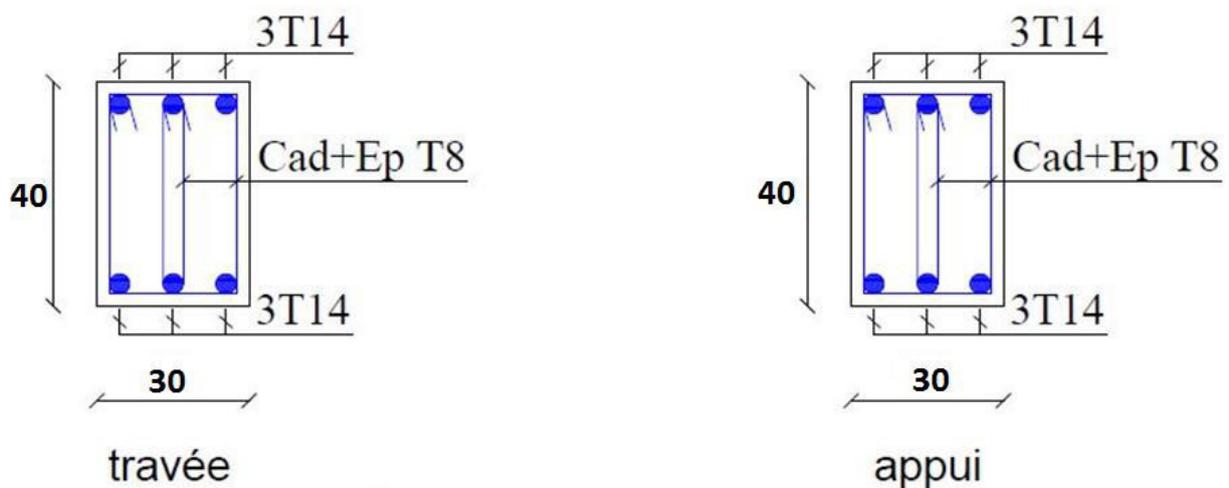
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

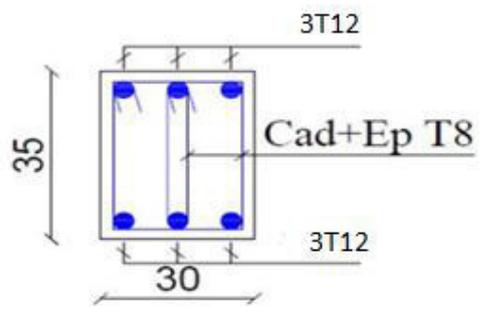
$$A_t = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodale)}$$

$$A_t = 0.003 \times 0.20 \times 0.30 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

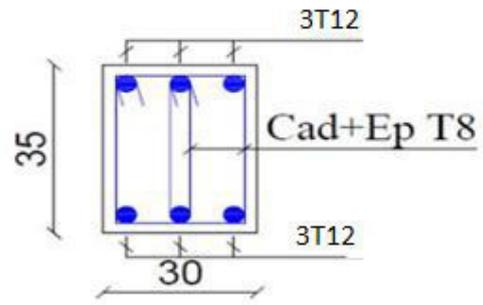
On adopte : **4Φ8=2.01cm².**



FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30*40)



appui



travée

FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30*35)

CHAPITRE VI
ETUDES
DES PLANCHERS

CHAPITRE XI
ETUDE
INFRASTRUCTURE

XI-1) Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation est faite en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend :

- Du type d'ouvrage à construire,
- De la nature et l'homogénéité du bon sol,
- De la capacité portante du terrain de fondation.

XI -2) Choix du type de fondations :

Le bureau d'études qui a fourni le sujet de notre PFE nous a transmis une capacité portante à l'ELU fondamental du sol, ferme dans notre cas, égale à 2bars. Conformément aux recommandations du DTR.BC.2.33.1, on adopte une capacité portante à l'ELS égale à 1.5 bars vu que le coefficient de sécurité, par rapport à la rupture, est de 3 pour l'ELU et de 2 pour l'ELS.

Avec une capacité portante du sol égale à 3bars à l'ELU, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes et semelles isolées. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification présentée ci-dessous.

XI-3) Semelle isolée :

On choisit le poteau le plus sollicité d'après les résultats Robot, dans notre cas c'est le poteau A3

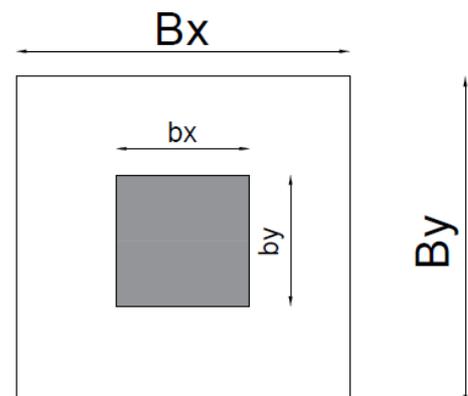
✓ **ELU :**

$$\begin{cases} M_u = 0.58tm \\ N_s = 122.54t \end{cases}$$

$\sigma_{sol} = 20t/m^2$ a l'ELU donne par le laboratoire

$$d'_x = d'_y = 5cm$$

Poteau (30*40) cm2



Dimensionnement :

$$B_x = \frac{b_x}{b_y} B_y \rightarrow B_x = \frac{30}{40} * B_y = 0.75 B_y$$

$$B_x * B_y \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}} \rightarrow 0.75 B_y \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} = 3.3m$$

Donc $B_x = 0.75 B_y = 2.5 m$ \rightarrow

$$B_x = 2.5m$$

Nous avons dimensionné les semelles isolées sous poteaux pour 2.9*2.2 m, on a constaté que les semelles isolées se touchent presque (**chevauchement de contraintes**). Nous avons tenté de passer avec des semelles filantes sous poteaux.

XI-4) Semelle filante sous 2 poteaux :

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= 122.54t \\ N_u &= 241.5t \\ N_3 &= 118.96t \end{aligned} \right\}$$

$$B_x = 3.8 + 1 + 1 = 5.8m$$

$$S = \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 12.075 m^2$$

$$B_x * B_y \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}} \rightarrow B_y = \frac{S}{B_x} = 2.10$$

Donc : $B_x = 5.8m$

$$B_y = 2.10 m$$

Nous avons dimensionné les semelles filantes sous poteaux et voile. On a constaté que les semelles filantes se touchent de la même file. Nous avons tenté de passer avec une fondation de type radier qui s'impose à cause du chevauchement des contraintes sous les semelles, donc on va adopter un radier.

XI-5) Contrainte admissible :

➤ **ELU :**

$$\sigma_{sol} = 20 t/m^2$$

➤ **ELS :**

Le laboratoire nous a fourni la contrainte de sol en ELU = 35 t/m^2 , d'après l'article 3.4 de D.T.R 2.33.1 pour déterminer la contrainte de ELS qui la semelle et pose sur la profondeur de 3 m et le poids spécifique $\gamma_d = 1.85$

D'après le D.T.R 2.33.1

$$\sigma_{sol} = \gamma_D + \frac{q_u - \gamma_D D}{F}$$
 d'après article 3.4

$$q_u = 2 * (20 - 1.85 * 3) + 1.85 * 3$$

$$q_u = 34.45 \text{ t/m}^2$$

γ_D : Poids volumique 1.85 t/m^3

$$F_u = 2$$

$$F_s = 3$$

D : profondeur d'ancrage en mètre.

B : largeur de fondation en mètre.

$$\sigma_{sol \text{ service}} = 3 * 1.85 + \frac{34.45 - 1.85 * 3}{3}$$

$$\sigma_{sol \text{ service}} = 15.18 \text{ t/m}^2$$

XI-6) Pré dimensionnement du radier :

A- L'épaisseur du radier :

$$\frac{l_x}{24} < h_r < \frac{l_x}{18}$$

$$\frac{380}{24} < h_r < \frac{380}{18} \rightarrow 15.83 < h_r < 21.11$$

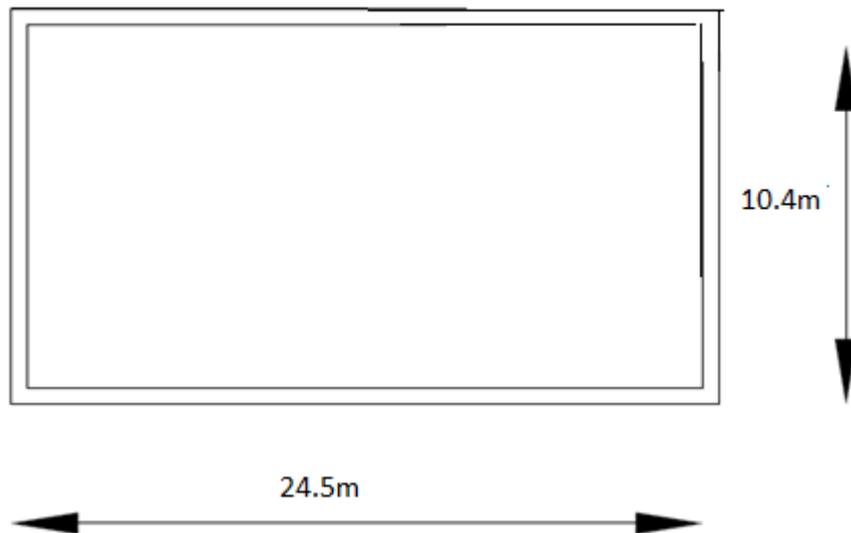
donc $h_r = 20 \text{ cm}$

B- Condition de cisaillement :

On suppose d'abord le diagramme uniforme sous radier :

$$q = \frac{\sum Nu}{S_{radier}}$$

On prend un débord de 60 cm sur périmètre de radier donc



$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2489.20 \text{ t} \\ S_{\text{radier}} = 254.8 \text{ m}^2 \\ q = \frac{2489.20}{254.8} = 9.76 \text{ t} \end{array} \right.$$

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. Celle-ci est estimée à partir de la pression moyenne de contact du radier avec le sol sur la travée la plus grande.

D'après le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

On prend le panneau le plus sollicité

$$L_x = 3.8 \text{ m}$$

$$L_y = 4.8 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{q * L_x * L_y}{L_x + 2 * L_y} = 13.28 \text{ t} \\ V_{uy} = \frac{q * L_x}{3} = 12.36 \text{ t} \end{array} \right.$$

Donc : $V_u = 13.28 \text{ t}$

$$h_r \geq \frac{V_u}{0.9 * b * \bar{\tau}} = \frac{13.28 * 10^3}{0.9 * 100 * 11.66}$$

$$h_r \geq 12.65 \text{ cm}$$

On prend $h_r = 45\text{cm}$

XI-7) Pré dimensionnement de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{6} \quad L_{\max} : \text{la plus grande portée}$$

$$L_{\max} = 4.8 \text{ m}$$

$$h_n \geq \frac{480}{6} \text{ d'où : } h_n \geq 80 \text{ cm}$$

on prend : $h_n = 100\text{cm}$

Le choix final :

Afin de répondre aux conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h = 45 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h = 100\text{cm}$ et largeur

$$b = 30 \text{ cm}$$

XI-8) Caractéristiques géométriques du radier :

➤ **Centre de gravité :**

Donc le centre de gravité du radier se trouve à :

$$X_G = \frac{l_x}{2} = 12.25\text{cm}$$

$$Y_G = \frac{l_y}{2} = 5.2\text{cm}$$

Centre de pression :

Tous les résultats présentés ici ont été obtenus par le logiciel Robot 2019.

Sous 1.35G+1.5Q :

$$X_C = \frac{\sum M_i}{\sum N_i} = \frac{28628.05}{2489.20} = 11.51 + 0.15 + 0.6 = 12.251\text{m}$$

$$Y_C = \frac{\sum M_i}{\sum N_i} = \frac{10243.37}{2489.20} = 4.11 + 0.2 + 0.6\text{m}$$

Donc :

$$X_c = 12.251m$$

$$Y_c = 4.92m$$

✓ **Sous G+Q :**

$$X_c = \frac{\sum Mi}{\sum Ni} = \frac{20878.17}{1815.35} = 11.51m \rightarrow 11.51 + 0.15 + 0.6 = 12.251m$$

$$Y_c = \frac{\sum Mi}{\sum Ni} = \frac{7483.79}{1815.35} = 4.11m \rightarrow 4.11 + 0.2 + 0.6 = 4.9m$$

Donc : $X_c = 12.251m$

$Y_c = 4.92m$

✓ **Sous G+Q+EY:**

$$X_c = \frac{\sum Mi}{\sum Ni} = \frac{20866.92}{1815.35} = 11.49m \rightarrow 11.49 + 0.15 + 0.6 = 12.24m$$

$$Y_c = \frac{\sum Mi}{\sum Ni} = \frac{9247.87}{1815.35} = 5.09m \rightarrow 5.09 + 0.2 + 0.6 = 5.89m$$

Donc :

$$\begin{cases} X_c = 12.24m \\ Y_c = 5.89m \end{cases}$$

➤ **Excentricité du centre de pression:**

✓ **Sous 1.35G+1.5Q :**

$$e_x = X_c - X_G = 0.001 m$$

$$e_y = X_c - X_G = 0.28m$$

✓ **Sous G+Q :**

$$e_x = X_c - X_G = 0.001 m$$

$$e_y = X_c - X_G = 0.28m$$

✓ **Sous G+Q+EY :**

$$e_x = X_c - X_G = 0.01 m$$

$$e_y = X_C - X_G = 0.69m$$

✓ :Moments d'inertie du radier :

$$I_x = \frac{24.5(10.4)^3}{12}$$

$$I_y = \frac{10.4*(24.5)^3}{12}$$

$$\left[\begin{array}{l} I_x = 2296.59m^4 \\ I_y = 12745.30m^4 \end{array} \right.$$

XI-9) Vérification des contraintes dans le sol :

➤ Vérification a l'ELU :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot V_y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot V_x}{I_y}$$

$$N_u = 2489.20t$$

$$M_x = R \times e_y = 696.976t \cdot m$$

$$M_y = R \times e_x = 2.48 t \cdot m$$

$$I_x = 2296.59m^4$$

$$I_y = 12745.30m^4$$

$$V_x = 12.25m$$

$$V_y = 5.2m$$

$$\sigma_1 = 11.347t/m^2$$

$$\sigma_2 = 11.34t/m^2$$

$$\sigma_3 = 8.19t/m^2$$

$$\sigma_4 = 8.18t/m^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 11.347t/m^2 \quad \sigma_{min} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = 8.19t/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = 9.76t/m^2 \quad \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 10.55t/m^2$$

➤ Contrainte de sol due au poids de radier :

✓ ELU :

$$\sigma_{sol} = (2.55 \cdot 1.85 + 0.45 \cdot 2.5) \cdot 1.35 = 7.88 \text{ t/m}^2$$

$$10.55 + 7.88 = 16.39 \leq 20 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification a l'ELS:**

$$\sigma_S = \frac{N_S}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot V_y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot V_x}{I_y}$$

$$N_S = 1815.35 \text{ t}$$

$$M_x = 508.298 \text{ t.m}$$

$$M_y = 1.81 \text{ t.m}$$

$$I_x = 2296.59 \text{ m}^4$$

$$I_y = 12745.30 \text{ m}^4$$

$$V_x = 12.25 \text{ m}$$

$$V_y = 5.2 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_1 = 8.28 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 8.27 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_3 = 5.98 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_4 = 5.97 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 8.275 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{min} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = 5.973 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = 7.124 \text{ t/m}^2 \quad \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 7.7 \text{ t/m}^2$$

➤ **Contrainte de sol due au poids de radier :**

✓ **ELS :**

$$\sigma_{sol} = (2.55 \cdot 1.05 + 0.45 \cdot 2.5) = 5.04 \text{ t/m}^2$$

$$5.84 + 7.7 = 13.54 \leq 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

✓ **Vérification a l'ELA :**

$$\sigma_A = \frac{N_A}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot V_y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot V_x}{I_y}$$

$$N_A = 1815.35 \text{ t}$$

$$M_x = 1252.59t.m$$

$$M_y = 18.153t.m$$

$$I_x = 2296.59 m^4$$

$$I_y = 12745.30m^4$$

$$V_x = 12.25m$$

$$V_y = 5.2m$$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_1 = 9.97t/m^2 \\ \sigma_2 = 9.94 t/m^2 \\ \sigma_3 = 4.30 t/m^2 \\ \sigma_4 = 9.27t/m^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 9.96t/m^2 \quad \sigma_{min} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = 4.28t/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = 7.124/m^2 \quad \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 8.54t/m^2 \leq 20 t/m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

XI-10) Ferrailage du radier :

✓ **ELU :**

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables.

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On va considérer la dalle pleine soumise à une charge uniformément répartie (q) offrant la surface la plus chargée, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL pour les panneaux les plus chargés.

A- Méthodes de calcul :

Pour la détermination des moments dans les panneaux on considère suivant, on doit calculer

le rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Avec : L_x petite portée du panneau.

L_y grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

- Cas ou $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression : $M_{0x} = \frac{qL^2}{8}$

- Cas ou $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau porte dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$,

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$, tel que $\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x/l_y$ et v (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 M_x ; M_{ty} = 0.75 M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 M_x ; M_{ay} = 0.5 M_x$).

- On calcule avec le panneau le plus sollicité :

✓ ELU : $v = 0$

$$\sigma_u = \frac{N_A}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \cdot V_y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot V_x}{I_y}$$

$V_x = 1.75m$

$V_y = 2.2m$

$\sigma_1 = 10.43t/m^2$

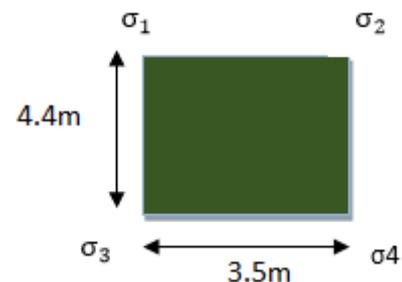
$\sigma_2 = 10.43t/m^2$

$\sigma_3 = 9.10t/m^2$

$\sigma_4 = 9.10t/m^2$

$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4}{4} = 9.76t/m^2$

$\rho = \frac{3.5}{4.4} = 0.8 > 0.4 \dots$ le panneau travaille dans les deux sens.



$\mu_x = 0.0561$

$$\mu_y = 0.5959$$

Les moments sont :

$$M_{0x} = 0.0561 \times 9.76 \times 3.5 = 6.70 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.5959 \times 6.70 = 3.99 \text{ t.m/ml}$$

* Sens X:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 5.025 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 3.35 \text{ t.m/ml}$$

* Sens Y:

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 2.99 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 1.995 \text{ t.m/ml}$$

✓ ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 7.611 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 7.611 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_3 = 6.63 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_4 = 6.63 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4}{4} = 7.124 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{array} \right.$$

Les moments sont :

$$M_{0x} = 0.0628 \times 7.124 \times 3.5^2 = 5.48 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.7111 \times 5.48 = 3.89 \text{ t.m/ml}$$

⊗ Sens X:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 4.11 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 2.74 \text{ t.m/ml}$$

⊗ Sens Y:

	ELU				ELS		
	Sens	M (.tm)	μ	A (cm ²)/m	M (tm)	σ _{bc} (MPA)	σ _s (MPA)
<i>Travée</i>	X	5.025	0,02	3.65 cm ² 6T12	4.11	27.31	1622.29 2
	Y	2.99	0,013	2.16 cm ² 6T10	2.92	22.62	1643.64
<i>Appui</i>	X	3.35	0.0147	2.42 cm ² 6T10	2.74	21.22	1542.32 4

$$M_{ly} = 0.75 \times M_{0y} = 2.92t.m/ml$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 1.95t.m/ml$$

 **Tableau ferrailage :**

Pour le ferrailage du radier dans le sens x et sens y on choisit l'enrobage pour le sens x C=5 cm et pour le sens y C=5cm

	Y	1.995	0.009	1.43	1.95	15.10	1097.63
				6T10			9

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_{ux} = (q * L_x * L_y) / (L_x + 2 * L_y) = 12.21t$$

$$V_{uy} = (q * L_x) / 3 = 11.38t$$

Donc : $V_{u\max} = 12.21t$

$\frac{12.21}{0.9 \times 1 \times 0.40} = 33.91 \text{ t/m}^2 < 116.66 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée, pas besoin d'armatures transversales.}$

B- Etude du débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 60 cm.

Schéma statique :

$b = 100\text{cm}$

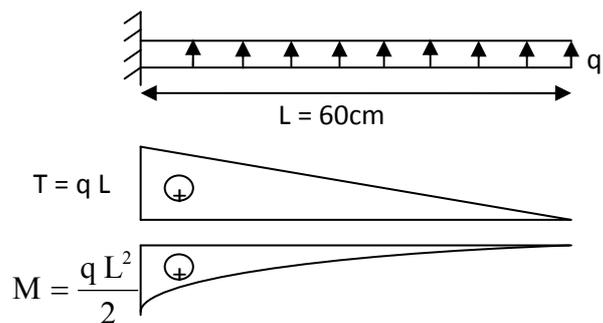
$h = 45\text{cm}$

$d = 40\text{cm}$

$L = 60 \text{ cm}$

$q_u = 10.55 \text{ t/m}^2 \cdot \text{ml}$

$q_s = 7.7 \text{ t/m}^2 \cdot \text{ml}$



✓ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{2} = 1.899 \text{ t.m}$$

✓ **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s * l^2}{2} = 1.38 \text{ t.m}$$

🚧 **Tableau ferrailage :**

	$Mu(t.m)$	μ	α	Z	$AS (cm^2)$
Travée	1.71	0.0075	0.0094	39.85	1.23
Appui	1.5697	0.0025	0.0031	39.95	0.4

Choix des barres du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \tau_u = 0.20f_{c28}/\gamma_b$$

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

$$V_u = q_u l = 10.55 * 0.6 = 6.33t$$

$$\tau_u = \frac{6.33}{1 * 0.4} = 15.82t/m^2$$

$$\tau_u \leq \tau_u = 333t/m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée, pas besoin d'armatures transversales.}$$

XI-11) Ferrailage des nervures :

$$b=30cm \quad h=100cm \quad d=95 cm$$

- **SOUS 1.35G+1.5Q**

$$Qu = \frac{q * lw}{2 + \mu w} + \frac{q * le}{2 + \mu e}$$

$$Qu = 9.76(1.25 + 1.09) = 13.29t/m$$

$$M_u = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{13.29 \cdot 4.4^2}{8} = 32.16 \text{ t.m}$$

▪ **SOUS 1.35G+1.5Q :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_u = 0.75 \cdot 32.16 = 24.12 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_u = 0.5 \cdot 32.16 = 16.08 \text{ t.m/ml}$$

▪ **SOUS G+Q :**

$$Q_s = \frac{q \cdot l_w}{2 + \mu_w} + \frac{q \cdot l_e}{2 + \mu_e}$$

$$Q_s = 7.124(1.25 + 1.09) = 9.015 \text{ t/m}$$

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{9.015 \cdot 4.4^2}{8} = 21.81 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_s = 16.35 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0s} = 10.90 \text{ t.m/ml}$$

✚ **Tableaux des ferrillages:**

Pour la nervure on prend la hauteur de 100 cm et la largeur = 30 cm on choisit l'enrobage

C = 5 cm

	Mu (t.m)	μ	α	Z	AS (cm ²)	Ms (t.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
<i>Travée</i>	24.12	0.06	0.08	91.92	7.54 cm ² 5T16	16.35	48.12	1887.593
<i>Appui</i>	16.08	0.04	0.05	92.97	4.97 cm ² 5T14	10.90	35.51	1623.804

➤ **Vérification au cisaillement :**

Pour une fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{qu \cdot Lx}{2} = \frac{13.29 \cdot 4.4}{2} = 29.23t$$

$$\tau_u = \frac{29.23}{0.3 \cdot 0.95} = 102.56t/m^2$$

$\tau_u \leq \tau_u = 333t/m^2$ vérifiée, pas besoin d'armatures transversales.

➤ Armatures transversales :

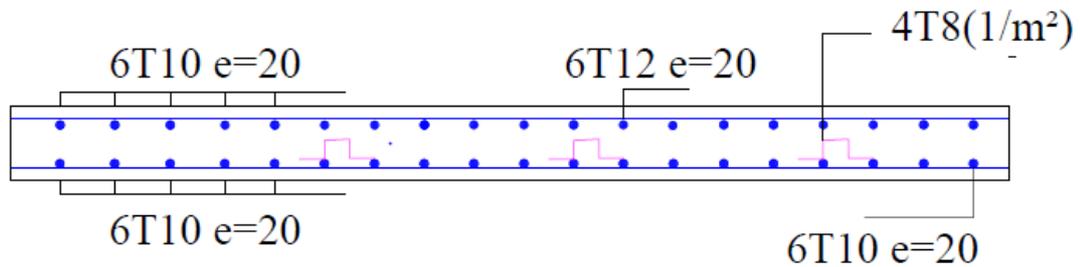
$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{l \min} \right\} = 1.6cm$$

On adopte $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

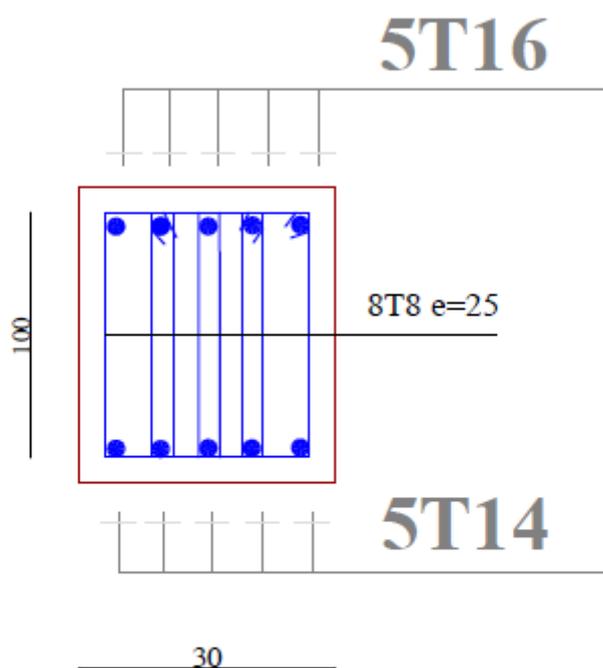
$A_t = 8T8 = 4.02 \text{ cm}^2$ (1 cadre et 3 étriers)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.8 \cdot f_e}{\tau_u \cdot b_0} = \frac{4.02 \cdot 0.8 \cdot 400}{1.02 \cdot 30} = 42.03cm$$

On prend : $S_t = 25cm < 42.03 \text{ cm}$



FERRAILLAGE DES RADIERS



Plan de ferrailage de la nervure

CONCLUSION

Ce modeste travail, nous a appris l'art de mener à bien notre mission d'ingénieur. On se rend compte combien cette mission est importante dans le rôle de l'ingénieur de génie civil dans ses prises de décisions.

L'ingénieur est responsable, il doit est responsable, il doit assumer toutes ses phases.

La conception et la réalisation, doivent être menées avec rigueur en tenant compte de toute la réglementation en vigueur.

Enfin, à travers ce projet nous avons mesuré l'importance des matières que nous avons étudiées durant notre cursus. Espérons, avec ce modeste projet avoir été à la hauteur.

BIBLIOGRAPHIQUE

Règlement :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- Règlement NEIGE ET VENT RNV 1999
- Règles de calcul des fondations superficielles DTR-BC 2.331
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2

Livre :

- Cours de béton armé B.E.A.L 91 Jean –Pierre Mougin
- Cours du béton armé licence Mr Habita
- Cours (calcul de l'ouvrage en béton armé) Master 1 Mr Selougha.

Thèses :

- Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles –portiques en béton armé (2009)
- Etude d'un bâtiment en R+12 ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2013)

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures Autodesk robot 2019
- Logiciel de dessin ferrailage et de coffrage Autodesk Advance Concrete 2019

- *Expert 2009*
- *EXCEL 2013*
- *WORD 2013*
- *AUTO CAD 2015*