

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté génie de construction
Département Génie civil



En vue d'obtention du diplôme
Master
en génie civil

Option : construction civile et industrielle

Thème :

Étude d'un bâtiment (R+8)
À usage multiple avec l'application d'ETABS



Dirigé par :
Mr.ADJRAD .A

Etudié par :
M^{elle} EDJEKOUANE Karima
M^{elle} GUECHTOULI Hayat

Promotion 2018/2019

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon DIEU qui nous a gardé de tout malheurs.

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

Tout notre chaleureux remerciement pour notre promoteur

- *Mr: ADJRAD; pour toutes ses aides et les nombreux conseils éclairés qu'il n'a cessé de nous prodiguer, pour sa disponibilité et ses encouragements afin de réaliser ce travail*
- *aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*
- *Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents que dieu vous protège pour nous

A mes chère frères : MENAD et MAHDI

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis (Soraya, Lylia, Chafea, Bahia)

En fin, je remercie ma chère binôme HAYAT qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

KARIMA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents que dieu vous protège pour nous

A mes chère frères : HAMID et YUCEF

A mes chère sœurs : NADIA et FADILA

A mon cher neveu : ABEDSLAME

A mes chères nièces : HADJER et ROMAÏSSA

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis (ZAHRA, ANISSA, NADJAT, Chafea, Bahia)

En fin, je remercie ma chère binôme KARIMA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

HAYAT

SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	15
Chapitres III : Calcul des éléments	
III-1- Acrotère	32
III-2- plancher	40
III-3- salle machine	58
III-4- balcon.....	69
III-5- escalier	75
III-6- poutre palière	93
III-7- porte à faux	105
Chapitre IV : Etude de contreventement	112
Chapitre V : Modélisation avec ETABS et Vérification des conditions du RPA	129
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
VI-1- Ferrailage des poteaux.....	140
VI-2- Ferrailage des poutres	153
VI-3- Ferrailage des voiles.....	165
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	177
Conclusion	
Plan d'exécution	
Bibliographie	

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Toutes ces constatation nous ont amenés à placer le facteur sécurité comme prioritaire, sans oublier le facteur économique qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, de l'optimisation des matériaux de l'implantation de la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, Car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec service et commerce, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC et 8 étages, en cours de réalisation à Tizi Ouzou.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage (RDC+8) à usage d'habitation, service et commerciale, et calcul de ces éléments résistants à ossature mixte, voiles et portique, de caractéristiques :

- **Zone sismique II** : implanté à TIZI OUZOU selon RPA 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (annexel de RPA)

Situation du Projet :

Le projet est implanté dans une zone urbaine situé à la nouvelle ville

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est composée d'un :

- ❖ Un rez de chaussé à usage commercial, + 1^{er} étage à usage de service
- ❖ De (7) niveaux à usage d'habitation,
- ❖ D'une (01) cage d'escalier,
- ❖ D'une (01) cage d'ascenseur,
- ❖ D'une terrasse inaccessible.

I.3 Réglementation :

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites (*B.A.E.L 91, Révisé 99*).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (*RPA 99/Version 2003*).
- ❖ Documentation technique réglementaire (*DTR*).
- ❖ Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**).

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- ❖ Hauteur Total.....28.56 m
- ❖ Longueur Total..... 17.70 m
- ❖ Largeur Total..... 11.35m
- ❖ Hauteur du RDC.....4.08 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant..... 3.06 m

I.5 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

Les Règles du *B.A.E.L* comportent, après les Règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants des structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages.

I.5.1 L'ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- ❖ Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...)

I.5.2 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- ❖ **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis).

Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

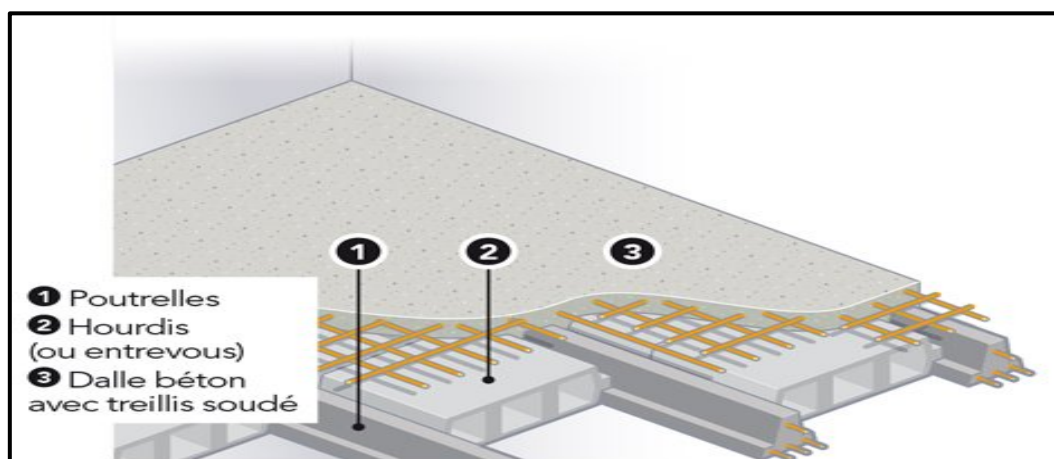


Figure I-1 : éléments d'un plancher en corps creux.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

❖ **Plancher en dalle pleine :** une dalle pleine est une plaque porteuse réalisée en béton armé, ils sont généralement coulés sur place.

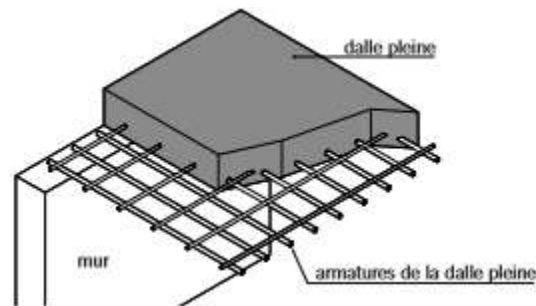


Figure I-2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.

I.5.3 Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine

I.5.4 La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

I.5.5 Les escaliers :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier assurant la circulation sur toute sa hauteur. Elles comportent trois volées de 24 marches pour le rez de chaussée et elles comportent deux volées de 16 marches pour l'étage courant et seront constituées de paliers et de paillasse coulés sur place.

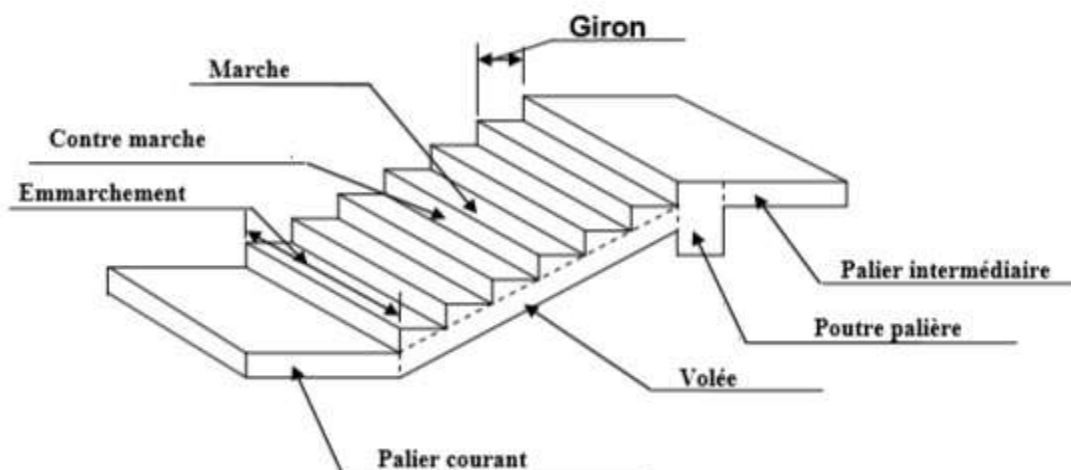


Figure I-3 : Coupe schématique d'un escalier.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Principaux termes relatifs à un escalier :

- ❖ l : Longueur des marches,
- ❖ g : Le giron des marches (Largeur des marches),
- ❖ h : Hauteur des marches,
- ❖ Palier de départ,
- ❖ Palier d'arrivée,
- ❖ Volée.

I.5.6 Maçonnerie :

❖ **Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.

❖ **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

I.5.7 Revêtements :

- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- ❖ Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers,
- ❖ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.5.8 Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

I.5.9 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5.10 Les fondations :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

On distingue trois types de fondations : superficielles, semi profondes ainsi que profondes.

I-5-11 Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- ❖ Contrainte admissible de $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ situés à une profondeur de 4 m.

- ❖ la résistance minimale à la pénétration est de **60 bar**.
- ❖ le taux de travail retenu est de **2.00 bar**
- ❖ Site meuble (S_3).

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes *RPA99 version 2003* ainsi que les règles de béton armé aux états limite (*BAEL 91 modifiée 99*).

I.6.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- ❖ La résistance que devra atteindre le béton en service.
- ❖ L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- ❖ La dimension maximale des granulats (D).

I.6.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ❖ **Masse volumique :** Pour les bétons courants, elle est comprise entre :
 - **2300 à 2400 Kg/ m³** s'il n'est pas armé.
 - **2500 Kg/m³** S'il est armé.
- ❖ **Coefficient de dilatation :** Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de 5 à 10.
- ❖ **Retrait hygrométrique :** Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : « c'est le retrait ».

Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.

Pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: dosage élevé en eau conduit à un retrait

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: insuffisance d'eau conduit à un défaut de maniabilité et une mauvaise étanchéité.

Remarque : L'eau doit être pure sans acide, le gravier doit être aussi dure et propre, le sable doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

❖ Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dits "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section **200 cm²** et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée ***f_{c28}*** et s'exprime en **MPa** et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus **5 %** de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de ***f_{cj}*** (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

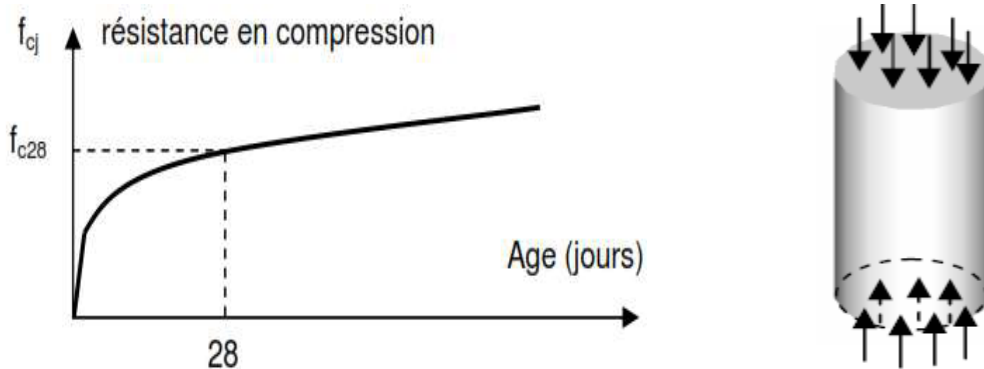


Figure I-5 : Évolution de la résistance en compression d'un béton En Fonction de son âge.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

$J \leq 28$	$FC28 \leq 40 \text{ MPa}$	$FCj = \frac{j \times fC28}{j \times fC28(4,76 + 0,83j)}$
	$FC28 > 40 \text{ MPa}$	$FCj = \frac{j \times fC28}{(1,40 + 0,95j)}$
$J = 28$	$FC28 \leq 40 \text{ MPa}$	$FCj = fC28$ pour les calculs de résistance

TAB I.1 : caractéristiques du béton.

❖ **Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99).**

La résistance caractéristique à la traction du béton est très faible à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ **Etat limites des contraintes du béton :**

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,10 \text{ MPa}$$

• **Etat limite ultime (E.L.U) :(Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99).**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

• γ_b : Coefficients de sécurité partiale

• $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle

• $\gamma_b = 1.5$ Situation Courante

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

• $\theta = 0.85$ $t < 1$ heur (Accidentelle)

• $\theta = 0.9$ $1h < t < 24$ heur (Accidentelle)

• $\theta = 0.1$ $t > 24$ heur (durable)

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Limite Ultime :

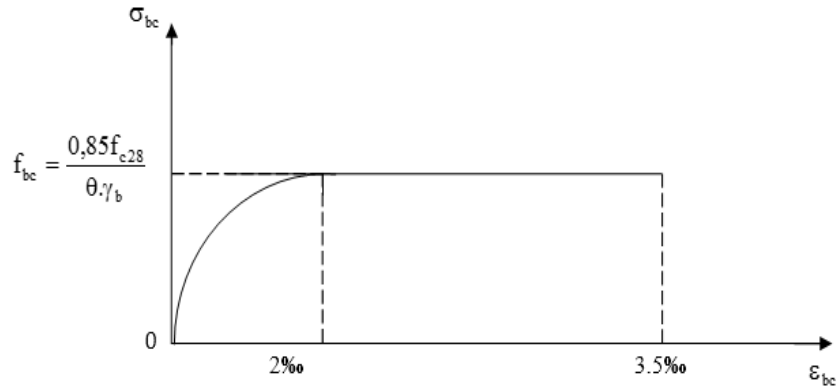


Figure I-6 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

- **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99).**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre **L'E.L.S** sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

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

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

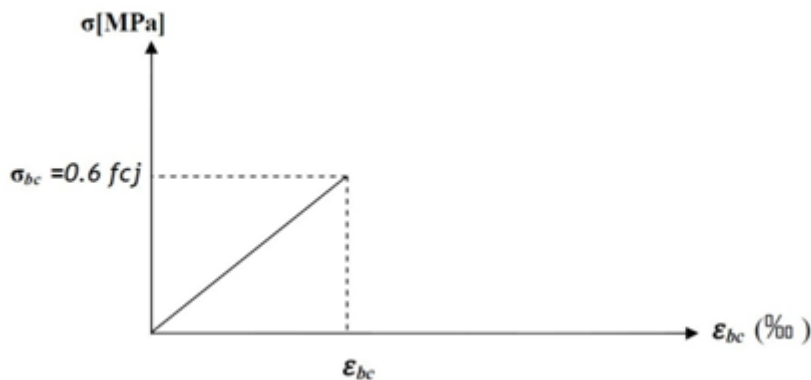


Figure I-7 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :**

La contrainte de cisaillement ultime notée τ pour les armatures droites est donnée par expressions suivantes :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.211 /BAEL 91modifié 99})$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant a ELU.

b_0 : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

$\tau = \min (0, 13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\tau = \min (0, 10f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

- ❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- **Module d'élasticité instantané**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à **24 heures**, à j jours il vaut : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99)

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164, 19 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 (25)^{1/3} = 10818, 86 \text{ MPa}$$

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

❖ **Module d'élasticité transversale :**

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \quad (\text{Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99}).$$

Il sera prise égal à :




ν = 0,2..... à l'état limite de service [ELS].

ν = 0..... à l'état limite ultime [ELU].

I.7.2 L'acier :

Les aciers enrobés dans le béton portent le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même – c'est – à dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne suffit pas.

Types aciers et ses limites élastiques.

Aciers	Désignation	Limite d'élastique Fe [MPa]	Utilisation	schémas
Haute Adhérence	Fe E400	400	Tous Travaux B.A	
	Fe E500	500		
Ronds Lisses	Fe E215	215		
	Fe E235	235		
Treillis Soudés	T.S.L [lisses]	500	Planchers Dalles	
	T.S.L.H.A haute adhérence	500		

TAB I.2 : caractéristiques des aciers de bâtiment.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

❖ **Module d'élasticité longitudinal :**

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99}).$$

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

• **Etat limite Ultime [ELU] :**

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A. 4. 3. 2 BAEL91 modifiée 99}) :$$

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ *Situation Accidentelle*
- $\gamma_s = 1.15$ *Situation courante (durable)*

• **Etat limite service [ELS] (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.32 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments situés dans des locaux ouverts et clous aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation à l'intérieur des locaux, successivement noyé et émergé en eau douce.

$$\sigma_{st} = \min [2/3f_e, \max (1/2 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})].$$

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments devant assurer à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau des mers, brouillard salés ...)

$$\sigma_s = \min [1/2f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}].$$

Avec :

n : coefficient de fissuration.

- **n = 1** pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés

- **n = 1,3** pour les aciers Haute Adhérence $\varnothing < 6$ mm
- **n = 1,6** pour les aciers moyenne adhérence $\varnothing \geq 6$ mm

Diagramme contrainte-déformation :

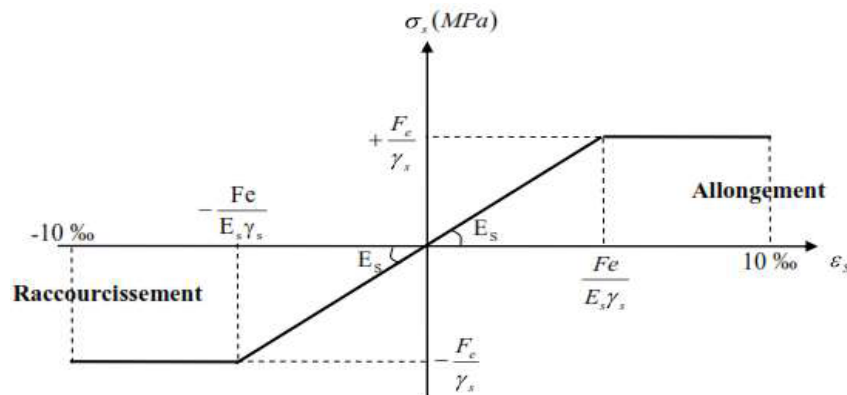


Figure I-8 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier

I.8 Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- **5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1 cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie, afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins **5 cm**.

I.9. Les Actions :

I.9.1. Définition :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

I.9.2. Les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

Poids propre de la structure.

Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).

Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

Les actions variables « Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

Les charges d'exploitations

Les charges climatiques.

Les variations de température.

I.9.3. Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que:

Charges climatiques exceptionnelles.

Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.

Explosion (gaz, bombes,...)

Séisme.

I.10. Conclusion:

A ce niveau on a défini toutes les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de BAEL91 modifié 99, et le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

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

INTRODUCTION :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux d'un bâtiment est une étape primordiale dans un projet de génie civil et cette dernière se fait conformément aux prescriptions apportées au : BAEL 91 modifié 99 et RPA99 version 2003.

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions permanentes et des actions variables que peut supporter chaque élément porteur afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

II.1 Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à délimiter les étages et assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutrelles qui à leur tour les transmettent aux poutres et ces derniers aux poteaux qui vont transmettre tout les charges aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

❖ Plancher en corps creux

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs taches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL 91

Suivante:
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (Art B.6.8.424 BAEL91/99)}$$

Avec :

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

h_t : Epaisseur de la dalle.

L_{max} : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

Pour : $L_{max} = 310 - 25 = 285$ cm

$$h_t \geq \frac{285}{22,5} = 12,66 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 20$ cm

- épaisseur du corps creux : 16 cm
- épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

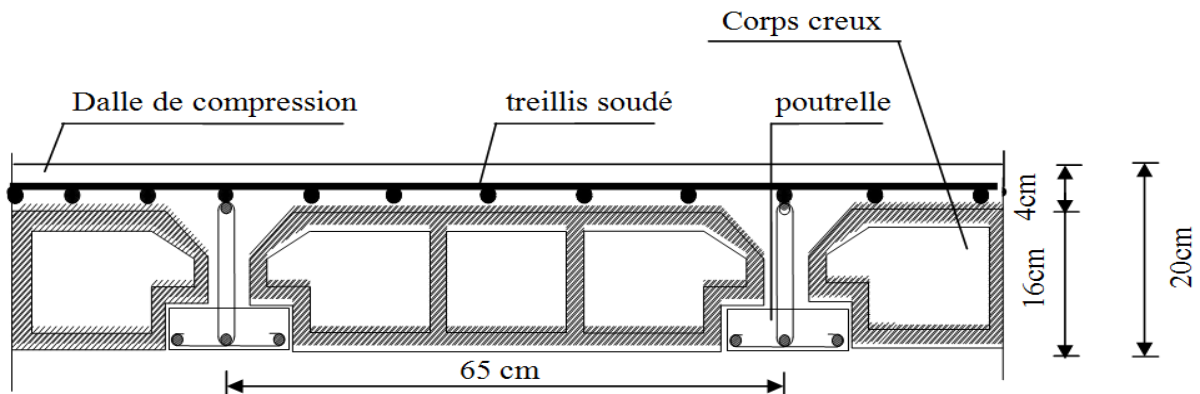


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

❖ Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine et les balcons.

a) Condition de résistance à la flexion :

❖ Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis :

Si $\alpha \leq 0,4$: $ep \geq lx/30$ \longrightarrow Panneau travaillant dans un seul sens.

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $ep \geq lx/40$ \longrightarrow Panneau travaillant dans les deux sens.

Avec : $\alpha = lx/ly$

lx : Petit côté du panneau de dalle considéré.

ly : Grand coté du panneau de dalle considéré.

On a : $\alpha = lx/ly = 1,2 / 4,54 = 0,26$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

Donc : $\alpha \leq 0,4$: $ep \geq lx/30 \implies ep \geq 120/30 \implies ep \geq 4\text{cm}$

On prend l'épaisseur **ep = 15 cm**

b) Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

e = 7cm pour une heure de coupe-feu,

e = 11cm pour deux heures de coupe-feu,

e = 17,5 cm pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : e=15cm

c) Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93) :

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m} \quad \text{avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

On prend : e = 15cm

Conclusion : l'épaisseur de la dalle est de 15 cm

II.2. Les poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur: $b \geq 20\text{cm}$.
 2. Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$.
 3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
 4. $b_{\text{max}} \leq 1.5 + b1$.
- } (RPA99. Art 7.5.1)
- $0,4h \leq \mathbf{b} \leq 0,7h$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

Avec :

- h : Hauteur de la poutre,
- b : Largeur de la poutre,
- L_{max} : Longueur maximum entre nus d'appuis.

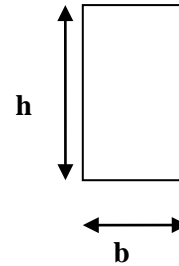


Figure II-2 : section d'une poutre.

a). Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

- **Hauteur** : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} : désigne la portée libre de la poutre considérée entre nus d'appuis.

h_t = la hauteur totale de la poutre.

$L_{max} = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$.

$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm}$. On prend : **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

- **Largeur**: $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$. On prend : **$b = 30 \text{ cm}$** .

- **Vérification des conditions du RPA**

D'après l'article 7.5.1 du RPA les conditions suivantes doivent être respectées.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b \leq 4 \quad 1.17 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

b). Poutres secondaires :

- **La hauteur** : on a $L_{max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 19 \text{ cm} \leq h_t \leq 28,5 \text{ cm}$. On prend : **$h_t = 30 \text{ cm}$**

- **La largeur** : $0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$. Pour faciliter le coffrage, on prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

D'après l'article 7.5.1 du RPA les conditions suivantes doivent être respectées.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/b \leq 4 \quad 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

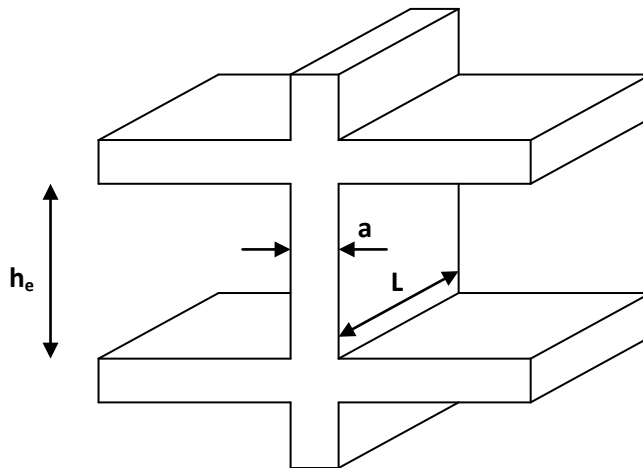
Chapitre II : prédimensionnement des éléments

❖ Conclusion :

- Poutres principales : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fait conformément à l'article (7.7.1 du RPA99 v2003)



Le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

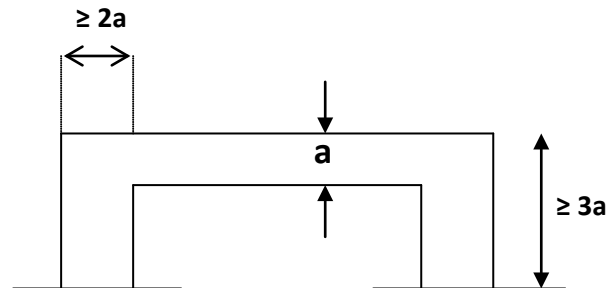
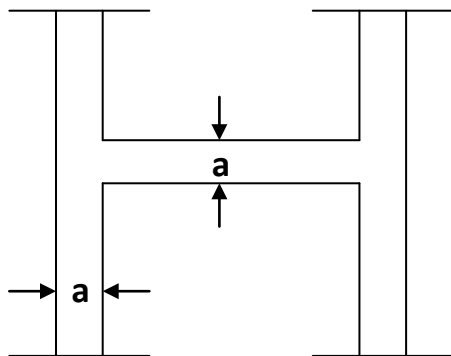
a) L'épaisseur du voile :

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidités aux extrémités.

Cas1: $a \geq h_e / 25$

Cas2: $a \geq h_e / 22$

Cas3: $a \geq h_e / 20$



Cas1: $a \geq h_e / 25$

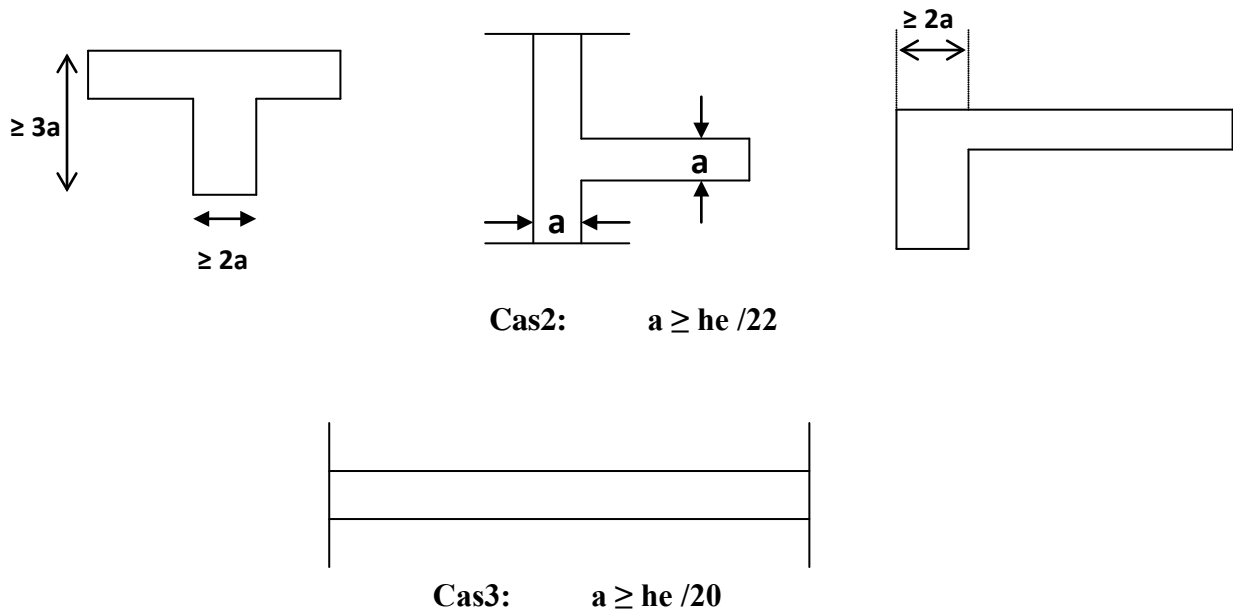


Figure II.3. Coupe des voiles en plan

Pour le cas de notre étude tous les voiles sont choisis linéaires, on calcule leur épaisseur de la manière suivante : $a = \frac{h_e}{20}$

$$h_e = h - e_{\text{poutre}}$$

Avec : h_e est la hauteur du voile

h est la hauteur d'étage

- **Etage courant et de service:**

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec : } h_e = H - e_{\text{dalle}} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} . \text{ On prend une épaisseur : } a = 20 \text{ cm} .$$

- **Rez de chaussée:**

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a = h_e / 20 = 388 / 20 = 19,4 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$.

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

a) Largeur minimale du voile

La largeur du voile doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

On a : $4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

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

$$L_{\min} = 100 \text{ cm}$$

$$L_{\min} = 80 \text{ cm} \geq 4a \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

• Vérification des exigences du RPA :

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

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

$L_{\min} = 1,20\text{m} > 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$ vérifiée

2- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

II.4. Les poteaux :

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

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

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A_p \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

N_{\max} : Effort normal maximal à la base du poteau.

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

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow$ En zone I et II_a.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow$ En zone III et II_b.
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

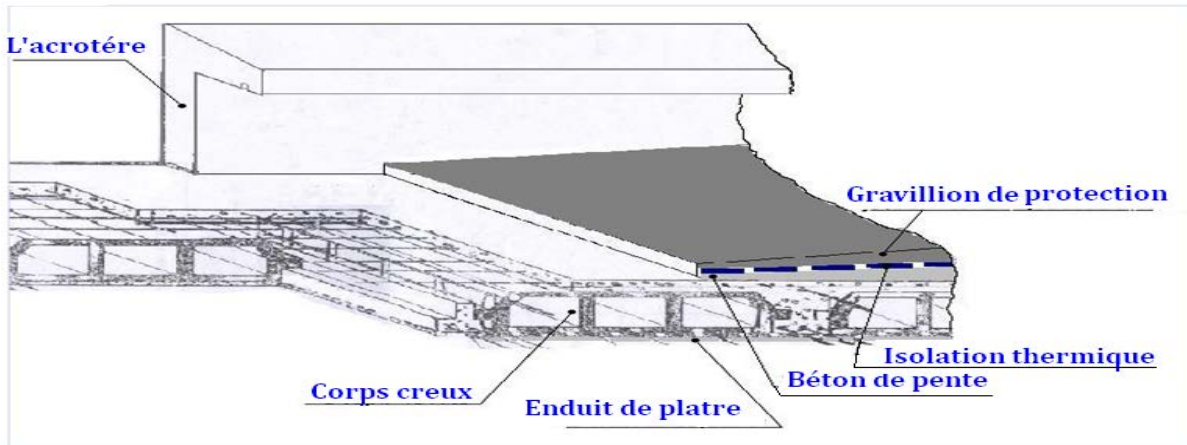
II-5- Détermination des charges et surcharges :

II-5-1 : charge permanente :

a)- Plancher terrasse inaccessible :

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (Figure II.6)

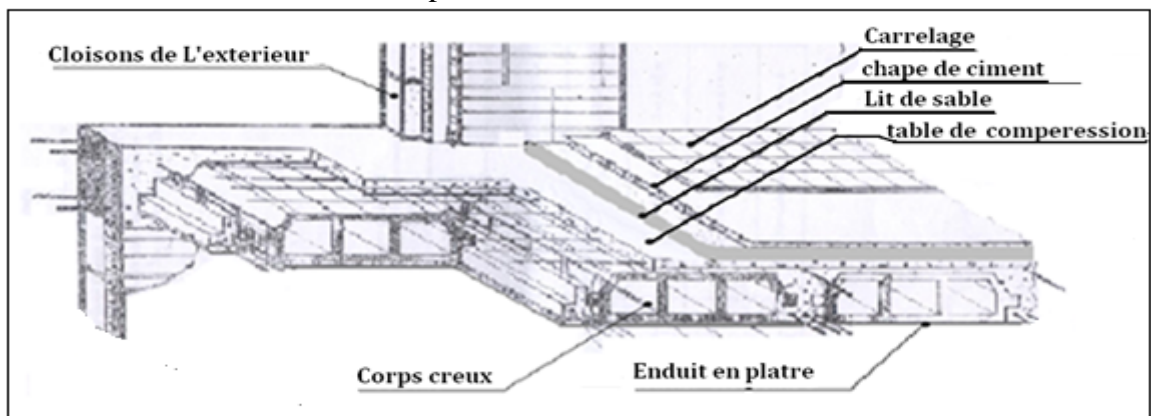


FIGUREII.5.1 : Plancher terrasse (corps creux)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
01	Couche de gravier roulé	0.05	20	1
02	-Etanchéité multicouche	0.02	0.6	0.12
03	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
04	Pare vapeur (feuille polyane)	/	/	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	-Plancher à corps creux	0.2	14	2.80
07	Enduit sous plafond	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G				5.83

b) Les planchers des étages courants et de service

- Plancher en corps creux :



FIGUREII .5.2 : Composition du plancher d'étage courant et de service

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m3)	Charges G (KN/m ²)
01	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle en corps creux	0.2	14	2.80
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloison de séparation interne	0.1	9	0.9
Charge permanente totale G				5.28

Tableau II-5 : Charge permanente du plancher d'étage courant et service en corps creux

❖ **Etage à usage commercial :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m3)	Charges G (KN/m ²)
01	Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle en corps creux	0.25	14	3.5
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloison de séparation interne	0.1	9	0.9
Charge permanente totale G				5.98

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente de l'étage a usage commercial

c) **Les murs :**

➤ **Mur extérieur :**

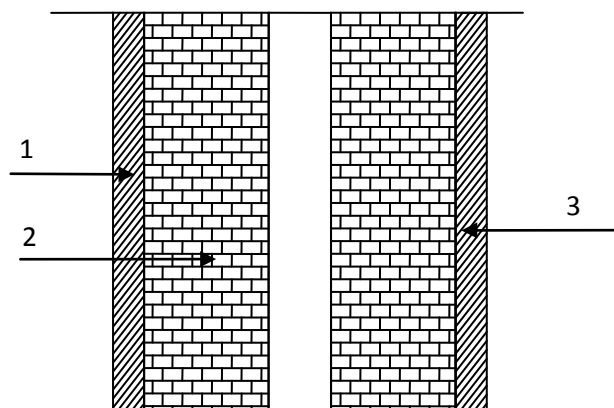


Figure II-5.3 Coupe transversale du mur double cloison

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
01	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	18	1.80
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G				2.36

➤ Murs intérieurs

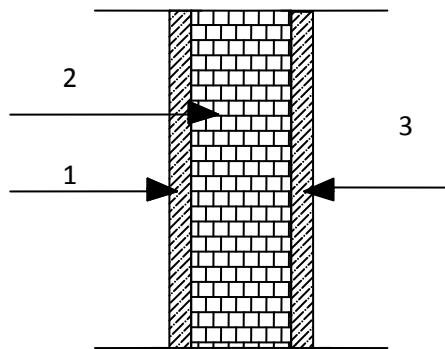
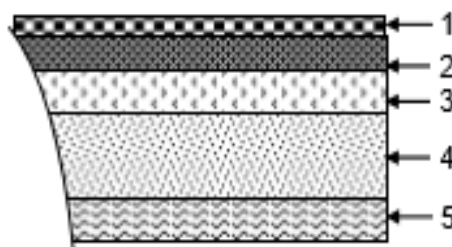


Figure II-5.4 Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
02	Brique creuse	0.10	18	1.80
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G				1.30

d) Dalle pleine :



Chapitre II : prédimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
02	Mortier de pose	0.03	20	0.60
03	Couche de sable	0.03	22	0.66
04	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
05	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G				5.61

E)-les voiles.

La charge revenante aux voiles :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
01	Béton armé	0.2	25	5
02	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
03	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Charge permanente totale G				5.64

F)-l'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G_{acr} = \rho_{bet} \times S_{acr}$$

Avec :

ρ_{bet} : Masse volumique du béton = 25 KN/m³ ;

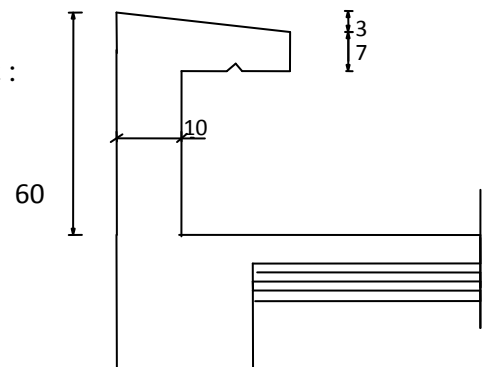
S_{acr} : Section longitudinale de l'acrotère
l'acrotère

$$G_{acr} = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G_{acr} = 1,675 \text{ KN/ml}$$

II-5-2- Les surcharge d'exploitation: (DTR2.2)

Nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments du DTR charges et surcharges.



Coupe transversale de

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Élément	Surcharges Q[KN/m ²]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	3.5
Etage 1 de service (administratif)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Salle machine	1
Acrotère	1

II.6.1. Charges et surcharges revenant au poteau :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau F4 (voir plan).

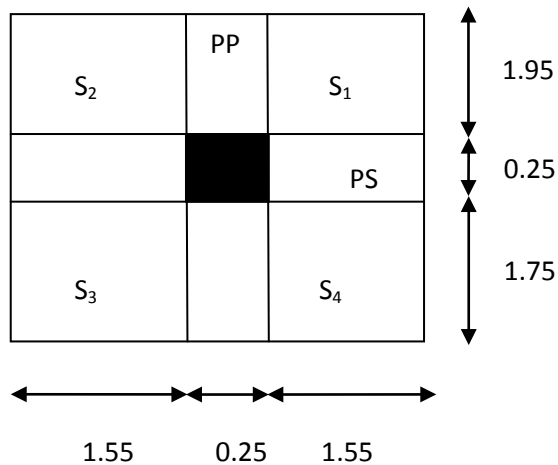


Figure II.6: Surface d'influence du poteau F4

Surface nette

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

$$S_n = (1.95 \times 1.55) + (1.95 \times 1.55) + (1.75 \times 1.55) + (1.75 \times 1.55)$$

$$S_n = 11.47 \text{ m}^2$$

Section brute :

$$S_b = 3.95 \times 3.35 = 13.232 \text{ m}^2$$

II.6.2 Calcul des poids propres :

➤ **Poids propre des planchers :**

- **Poids propre du plancher terrasse :**

$$G_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 11.47 = 66.87 \text{ KN.}$$

- **Poids propre du plancher étage courant :**

$$G_{pc} = G_c \times S = 5.28 \times 11.47 = 60.56 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des poutres :**

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.35 \times 3.7) \times 25 = 9.71 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.30 \times 3.10) \times 25 = 6.98 \text{ KN.}$$

Donc le poids propre total des poutres est :

$$P_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 16.69 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont données par le **RPA** $\min (b,h) \geq 30\text{cm}$ pour la **ZONE II** pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b = h = 30 cm**

- **Poids des poteaux RDC :**

$$P_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.38 \text{ K}$$

- **Poids des poteaux des étages courants et service :**

$$P_p = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.78$$

II.6.3. Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage:

Les règles de BAEL 91 nous recommandent une dégression de charge d'exploitation et ceci pour tenir compte de non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5, ce qui est le cas de notre bâtiment.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

Q_0 : charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : ($i=1$ à n) charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n .

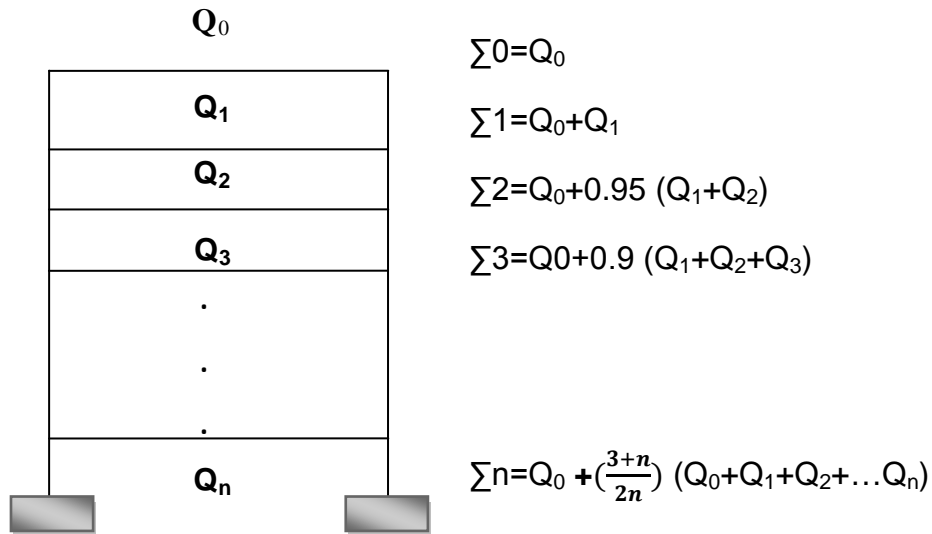


Figure. II.6.3 : Loi de dégression des surcharges

❖ **Coefficient de dégression de charges**

Niv	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coef	1.00	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67

TAB II-6 : Coefficients de dégression de charges.

II.6.3.1. Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
9	$Q_0=11.47$	11.47
8	$Q_0+Q_1=11.47+17.21$	28.68
7	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=11.47+32.69$	44.16
6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=11.47+46.45$	57.92
5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=11.47+58.50$	69.97
4	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=11.47+68.82$	80.29
3	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=11.47+77.42$	88.89
2	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=11.47+85.51$	96.97
1	$Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=11.47+102.89$	114.36
0	$Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=11.47+126.81$	138.28

Tableau II-6-3 La dégression de la surcharge.

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

❖ **Tableau II.7: descente de charges sur les poteaux :**

Niveau x	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section du poteau (cm ²)	
	Poids Plancher	Poids poutre	Poids poteau	G _{total}	G _C	Q	Q _C	N _s = G _C +Q _C	Section trouvée	Section adoptée
terrasse	66.87	16.69	4.78	88.34	88.34	11.47	11.47	99.81	66.54	
8	60.56	16.69	4.78	82.03	170.37	28.68	40.15	210.52	140.34	30x30
7	60.56	16.69	4.78	82.03	252.4	44.16	84.31	336.71	224.47	30x30
6	60.56	16.69	4.78	82.03	334.43	57.92	142.23	476.66	317.77	30x30
5	60.56	16.69	4.78	82.03	416.46	69.97	212.2	628.66	419.10	35x35
4	60.56	16.69	4.78	82.03	498.49	80.29	292.49	790.98	527.32	35x35
3	60.56	16.69	4.78	82.03	580.52	88.89	381.38	961.9	641.26	35x35
2	60.56	16.69	4.78	82.03	662.55	96.97	478.35	1140.9	760.6	40x40
1	68.56	16.69	4.78	90.03	752.58	114.36	592.71	1345.29	896.86	40x40
RDC	68.59	16.69	6.38	91.66	844.27	138.28	730.99	1215.26	810.17	40x40

II-7) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA

[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

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

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

- $\text{Min}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm} \implies$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b1, h1) \geq 30 \text{ cm} \implies$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b1, h1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b1/h1 < 4$

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

- Les sections choisis sont :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 30 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	
35x35	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 35 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 40 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20.40 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	

Tableau II-7-Vérification des conditions exigées par RPA

✓ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés. Pour éviter le flambement des poteaux, il faut que leurs élancements vérifiés la condition suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$.

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$).

Chapitre II : prédimensionnement des éléments

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

- **Poteaux du RDC**

$$L_0 = 408 - 40 = 368 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 368}{40} = 22.30 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 1^{ère} et 2^{ème} étage**

$$L_0 = 306 - 40 = 266 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 266}{40} = 16.12 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} étage**

$$L_0 = 306 - 35 = 271 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 271}{35} = 18.77 \text{ cm} < 50$$

- **Poteaux du 6^{ème} au 8^{ème} étage**

$$L_0 = 306 - 30 = 276 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = \frac{2.4248 \times 276}{30} = 22.30 \text{ cm} < 50$$

Conclusion : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.8. Conclusion :

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- **Les Planchers en corps creux :** (16+4) cm
- **Les Poutres principales :** $b = 30 \text{ cm}$.
 $h_t = 35 \text{ cm}$.
- **Les Poutres secondaires :** $b = 30 \text{ cm}$.
 $h_t = 30 \text{ cm}$.
- **Les Poteaux :**
 - RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.
 - 3^{ème}, au 5^{ème} étages : $35 \times 35 \text{ cm}^2$.
 - 6^{ème} au 8^{ème} étages : $30 \times 30 \text{ cm}^2$.
- **Les Voiles :** épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre

III-Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments secondaires de la structure; ces derniers sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 mod 99).

III-1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale ($Q = 1\text{KN/ml}$) due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

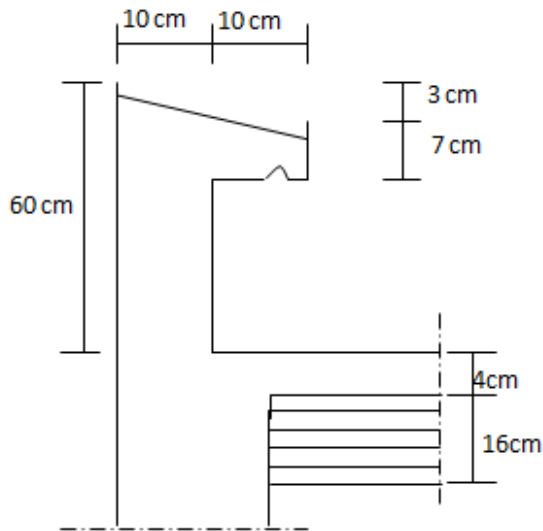


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

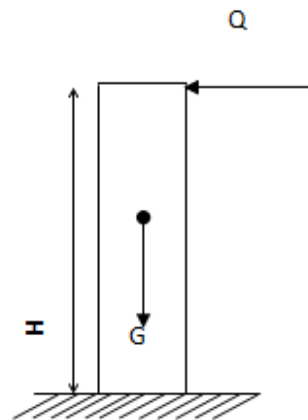


Figure III.2 : Schéma statique.

A) Schémas statiques de calcul:

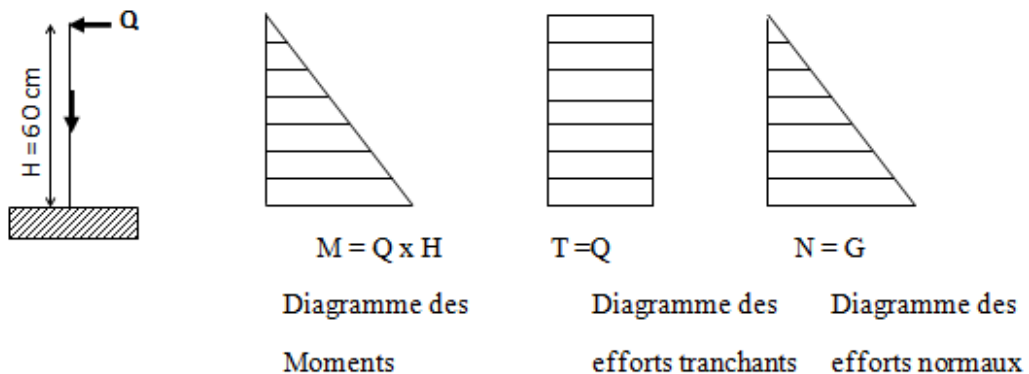


Fig. III-1-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

III-1-1 Calcul des sollicitations

- **Effort normal du au poids propre**

$$G_{acr} = \rho_{bet} \times S_{acr}$$

Avec :

ρ_{bet} : Masse volumique du béton = 25 KN/m³ ;

S_{acr} : Section longitudinale de l'acrotère

$$G_{acr} = 25 \left[(0,5 \times 0,1) + (0,2 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G_{acr} = 1,675 \text{ KN/ml}$$

- **Effort normal**

$$N = G = 1.675 \times 1 = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- **Effort horizontal**

$$T = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de renversement M du à l'effort horizontal**

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III-1-2 Combinaison de charges

a) A L'ELU

La combinaison est : 1,35.G+1,5.Q

- **Effort normal du à G**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN/ ml}$$

$$N_u = 2.26 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion du à Q**

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KN.m}$$

b) A L'ELS

La combinaison est : G + Q

- **Effort normal de compression**

$$N_S = G = 1,675 \text{ KN/MI}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_S = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$$

III-1-3 calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

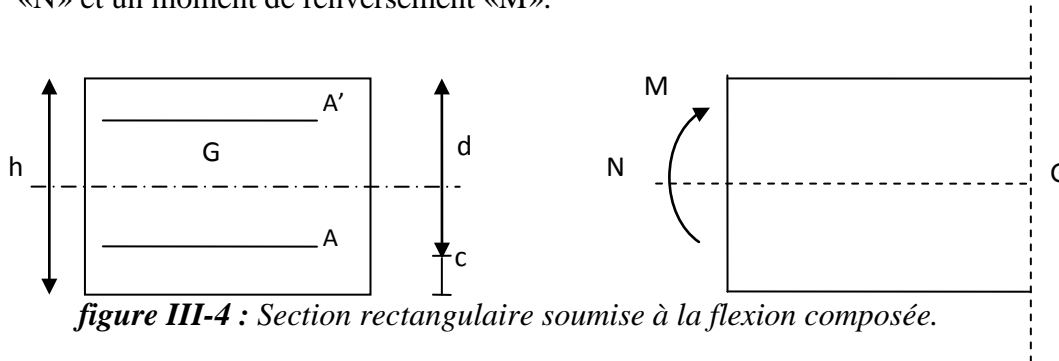


figure III-4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section

c et c' : Enrobage

$d = h - c$: Hauteur utile

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

III-1-3-1 Calcul à L'ELU :

a) calcul de l'excentricité :

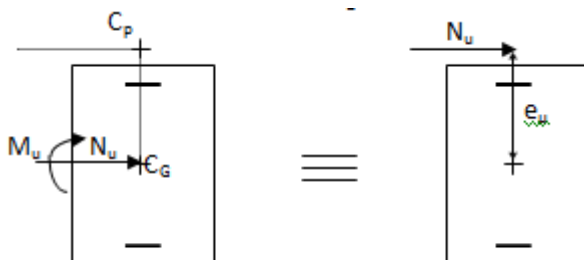
$h = 10\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$; $d = 7\text{ cm}$; $c = 3\text{ cm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.26} = 0.398\text{ m} = 39.8\text{ cm}$$

$e_u > h/2 - c = 0.02\text{ m}$.

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).



b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

- **Moment fictif :**

est donnée par :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.26 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.26 \times 0,02 = 0.945 \text{ KN.m} \Rightarrow M_f = 0.945 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment réduit μ :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.01358$$

$\mu_b = 0,013 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée ; $\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,9935$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ cm}^2$$

- c) **Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0,390 - \frac{2.26}{34.8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

III-1-3-2) vérification à l'ELU

- a) **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) :**
(BAEL91/ Art 4.2.1)

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35.8 - (0.455 \times 7)}{35.8 - (0.185 \times 7)} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A = 0.325 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 0.358 \text{ m} = 35.8 \text{ cm}$$

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

Armatures principales :

$$\text{Donc on adopte une section : } A = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4 HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}} \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement :(A.5.3,21/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN} / \text{cm}^2 = 0.02 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1,3) :**

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

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1$ (R L) ; $\Psi_s = 1.5$ (H.A)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10.05 \text{ cm}$$

Chapitre III : calcul des éléments

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,05} = 0,24 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

✓ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Ancrage des barres :** [Art A.6.1.1. 23.BAEL 91]

La longueur de scellement « L_s » est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6 L_s = 19,2\text{cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III-1-4) vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 \text{MPa} , 201,63 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,9 \times 10}{0,915 \times 7 \times 2.01} = 0,698 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \text{ et } K_1 = 43,82.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{43,82} \times 0,698 = 0,02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

III-1-5 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

Avec :

Chapitre III : calcul des éléments

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow (A = 0,15$ en zone II_a et groupe d'usage 2)

C_p : Facteur de force horizontale tiré du tableau 6.1 (RPA) variant entre 0,3 et 0,8

$$\text{Soit : } C_p = 0,3$$

W_p : Poids propre de l'acrotère ; W_p = 1.675 KN/ml.

L'action des forces sismiques horizontales «F_p» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q».

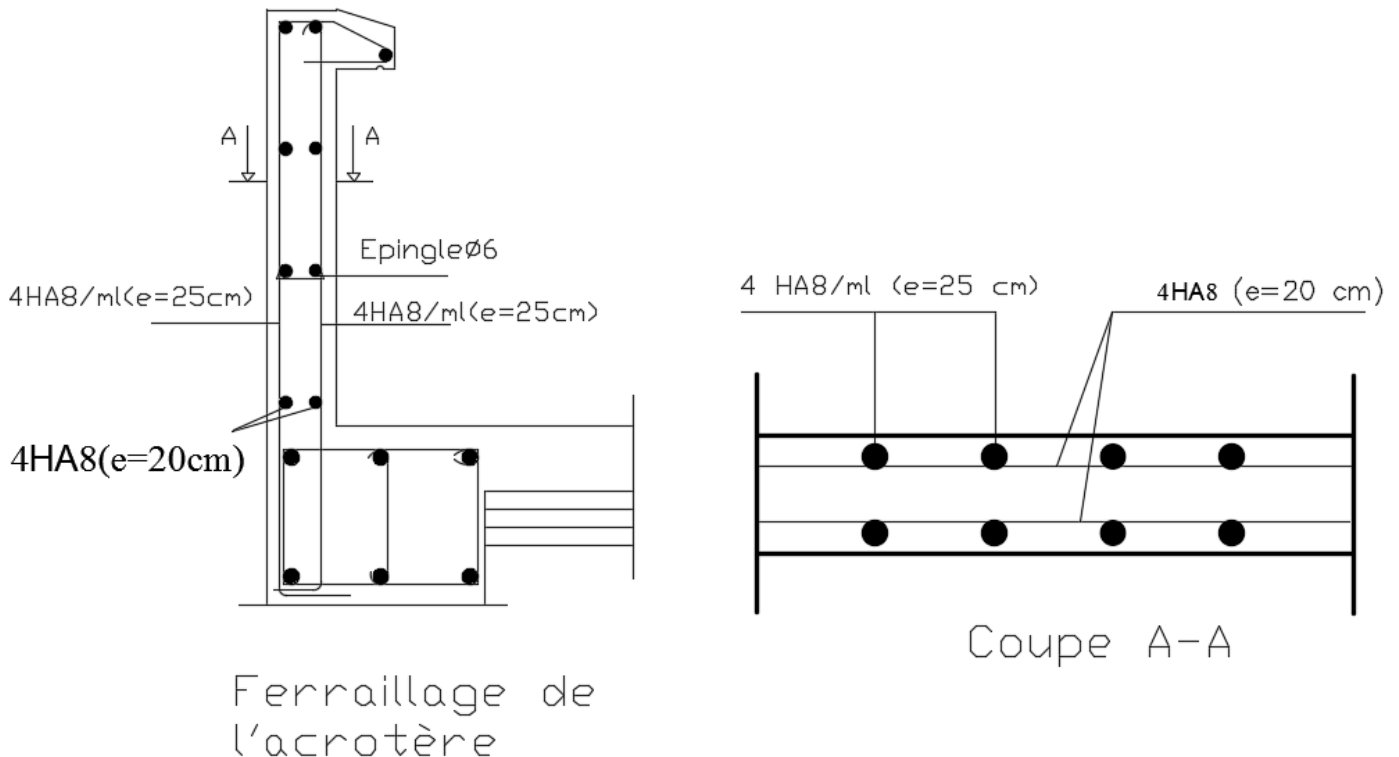
$$\text{On a : } F_p = 4 \times 0,30 \times 0,15 \times 1.675 = 0,301 \text{KN / mL} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal Q = 1KN/ml qui est supérieur à la force sismique F_p d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.



III.2. Calcul des planchers :

III-2-1-Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens longitudinal sur lesquelles repose le corps creux.

Le plancher est constitué de :

- **Nervures appelées poutrelles de section en T** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm.
- **Remplissage en corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm.
- **Dalle de compression** : appelée aussi table de compression ou dalle de répartition son épaisseur est de 4cm, réalisée avec un béton et un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

*Limiter les risques de fissurations par retrait.

*Assurer la répartition entre poutrelles.

*Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

A-Ferrailage de la dalle de compression : (Art B.6.8, 423BAEL91 mod99).

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) de limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa et dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL99 art B.6.8;423).

- Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 200 / f_e$: Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
 - $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq 4L / f_e$: Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.
 - $A_{//} = A_{\perp} / 2$

A-1) calcul des armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Chapitre III : calcul des éléments

Soit $A_{\perp} = 4HA5 = 0.78 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

A-2) calcul des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 4HA5 = 0.78 \text{ cm}^2 / m_l$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

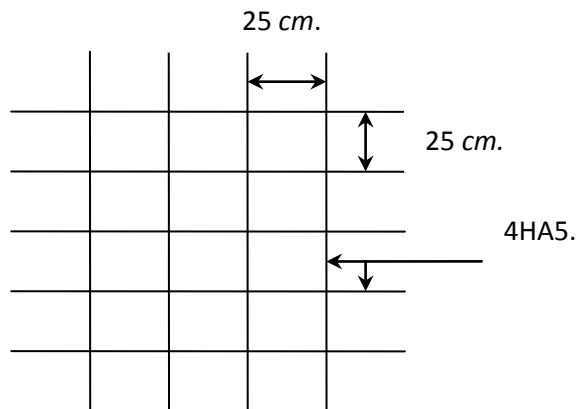


Fig III-A- Ferrailage de dalle de compression avec un treille soudée

B- Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

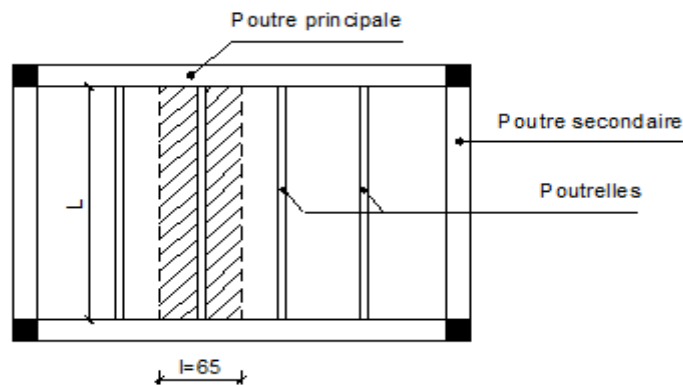


Figure III .2.3 : Vue en plan de plancher a corps creux.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

Chapitre III : calcul des éléments

III .2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle qui supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

A. les charges et surcharges:

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids total:

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

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

B. Ferrailage à l'ELU :

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

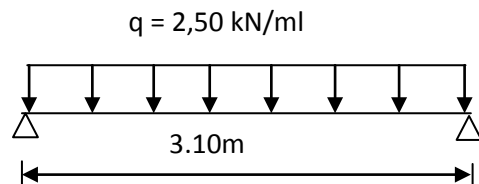
1. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

• Calcul du moment isostatique :

$$M_u = q L^2 / 8 = 2.5 \times (3.10)^2 / 8 = 3.01 \text{ kN.m}$$

• Effort tranchant :

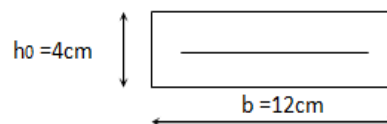
$$T = q \cdot L / 2 = 2.5 \times 3.1 / 2 = 3.88 \text{ kN}$$



2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple :

Soit l'enrobage $c=2 \text{ cm}$, $h_0=4 \text{ cm}$



$$d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{3.01 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14.2} = 4.42$$

$\mu_u = 4.42 > \mu_r = 0.392 \rightarrow$ La section est doublement armée. (SDA).

Remarque :

Sachant que la dimension des poutrelles est de 12x4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression ($A_{sc}=0$) ne soit pas nécessaire.

III .2.2.2. Apres coulage de la dalle de compression :

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

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

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

- **Détermination des dimensions de la section en T :**

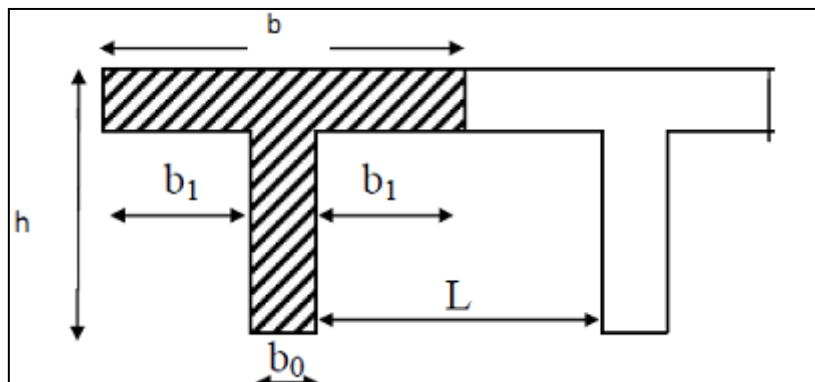


FIGURE III.2.4 : Les dimensions de la section en T

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

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

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures

$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5$ cm

Chapitre III : calcul des éléments

1-Chargement : charges et surcharges

✓ calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ kN/m}$.
 - Poids propre du plancher étage courant : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ kN/m}$
 - Poids propre du plancher (usage de service) : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.43 \text{ kN/m}$
 - Poids propre du plancher(RDC) : $G = 5.98 \times 0.65 = 3.89 \text{ kN/m}$.
-
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$.
 - Charge d'exploitation plancher étage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$
 - Charge d'exploitation (usage de service) : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$
 - Charge d'exploitation :(étage RDC – usage commercial) $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ kN/ml}$.

Note : nous considérons pour nos calculs, les planches qui présentent le cas le plus défavorable.

$$G = 5.98 \times 0.65 = 3.89 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.28 \text{ KN/m}$$

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher du RDC à usage commercial.

La combinaison de charge :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8.67 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 6.17 \text{ KN/ml}$$

B-2-3-Choix de la méthode de calcul:

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):

✓ La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

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

$$Q = 2.28 \text{ KN} < 2G = 7,78 \text{ KN/ ml.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow condition vérifiée.

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

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

$$\left. \begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 3.10 / 3.10 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 3.10 / 2.90 = 1.06 \\ L_i / L_{i+1} = 2.90 / 3.10 = 0.93 \\ L_i / L_{i+1} = 3.10 / 3.10 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements..... Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées, **donc la méthode forfaitaire est applicable**

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

- comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ pour une travée de rive.

Chapitre III : calcul des éléments

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

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

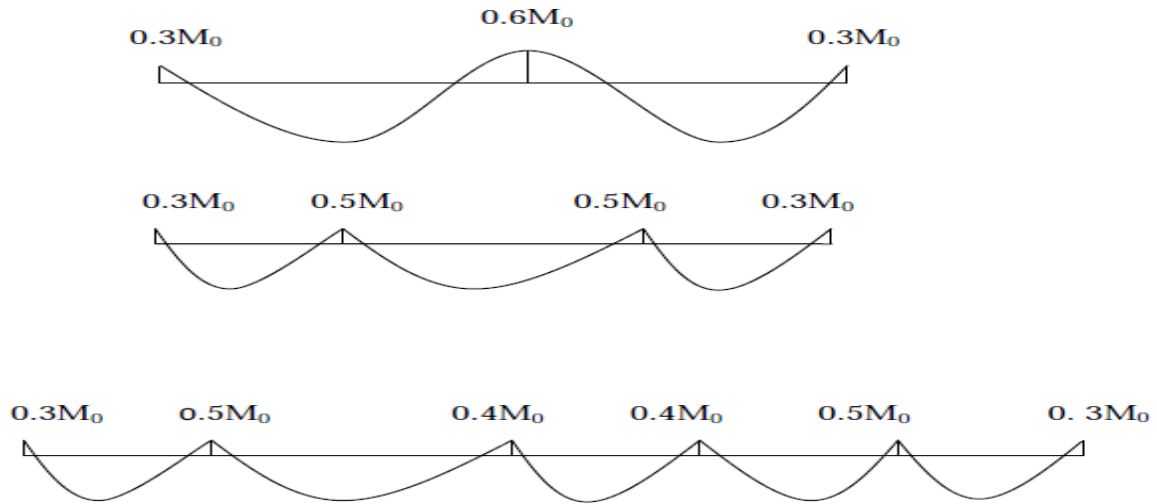
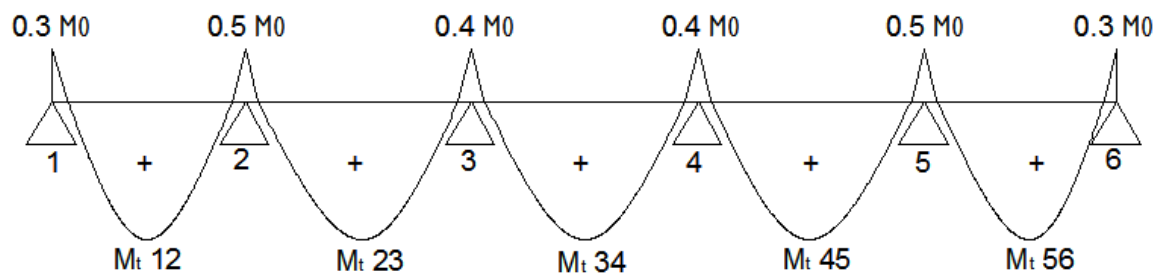


Fig. III.2.5: Diagrammes des moments.

d) Application de la méthode

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.28}{2.28+3.89} = 0.369 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Dans notre cas, on à une poutre sur six (06) appuis, on aura donc le diagramme suivant :



•Calcul des moments isostatiques

Travée 1-2 : $M_0 = 8.67 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 10.41 \text{KN.m}$

Travée 2-3 : $M_0 = 8.67 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 10.41 \text{KN.m}$

Chapitre III : calcul des éléments

Travée3-4 : $M_0 = 8.67 \times \frac{(2.90)^2}{8} = 9.12 \text{ KN.m}$

Travée4-5 : $M_0 = 8.67 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 10.41 \text{ KN.m}$

Travée5-6 : $M_0 = 8.67 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 10.41 \text{ KN.m}$

• **calcul des moments aux appuis :**

$M_1 = M_6 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 10.41 = 3.123 \text{ KN.m}$

$M_2 = M_5 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 10.41 = 5.205 \text{ KN.m}$

$M_3 = M_4 = 0.4 M_0 = 0.4 \times 10.41 = 4.164 \text{ KN.m}$

-Calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.28}{2.28+3.89} = 0.369 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0,3\alpha = 1,110 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,555 \\ \frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,655 \end{array} \right.$$

Calcul des moments en travées :

➤ **travée de rive AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 10.41 ; 1.11 \times 10.41) - \frac{3.123 + 5.205}{2} = 7,391 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.655 \times 10.41 = 6.818 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{AB} = 7,391 \text{ KN.m}$

➤ **Travées intermédiaires BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 10.41 ; 1.11 \times 10.41) - \frac{5.205 + 4.164}{2} = 6.871 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0,655 \times 10,41 = 5.777 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{BC} = 6.871 \text{ KN.m}$

➤ **Travées intermédiaires CD :**

{

Chapitre III : calcul des éléments

$$M_t \geq \max(1.05 \times 9.12 ; 1.11 \times 9.12) - \frac{4.164 + 4.164}{2} = 5.959 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.555 \times 9.12 = 5.062 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{CD} = 5.959 \text{ KN.m}$

➤ **Travées intermédiaires DE :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 10.41 ; 1.11 \times 10.41) - \frac{4.164 + 5.205}{2} = 6.871 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.655 \times 10.41 = 5.777 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{DE} = 6.871 \text{ KN.m}$

➤ **travée de rive EF :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max(1.05 \times 10.41 ; 1.11 \times 10.41) - \frac{5.205 + 3.123}{2} = 7,391 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.655 \times 10.41 = 6.818 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{EF} = 7,391 \text{ KN.m}$

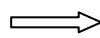
e) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

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

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ,

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis $i, i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

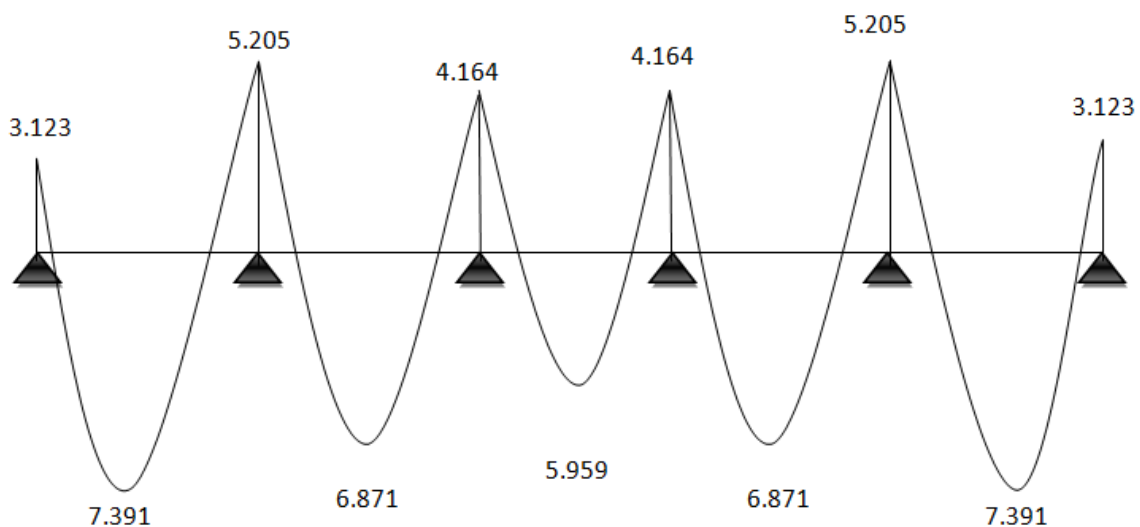
L : longueur de la travée

✓ Application :

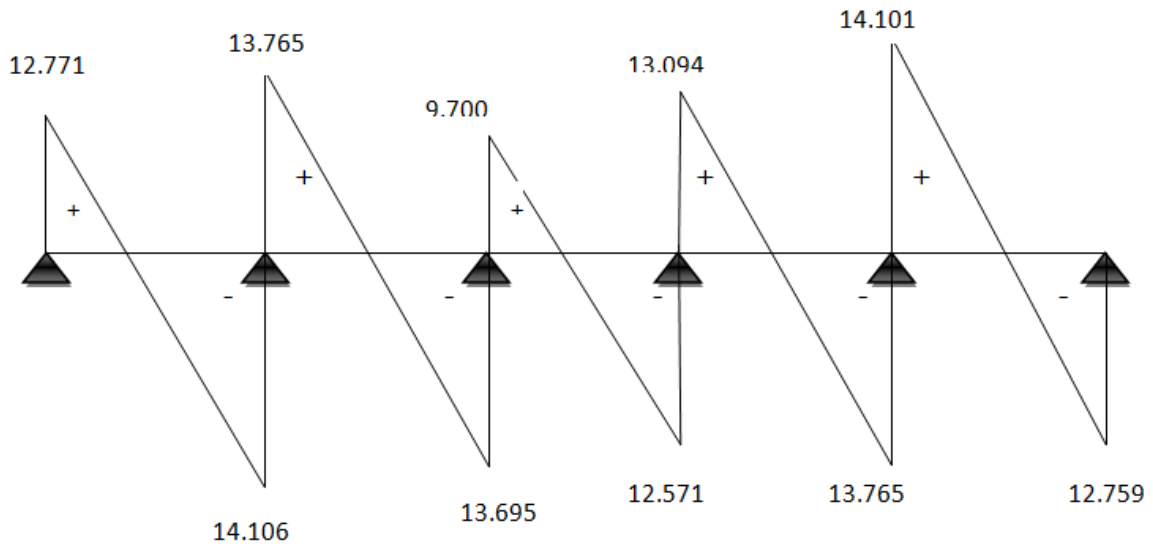
Chapitre III : calcul des éléments

Travée AB	}	$T_1 = \frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-5.205) - (-3.123)}{3.10} = 12.771 \text{ KN}$ $T_2 = -\frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-5.205) - (-3.123)}{3.10} = -14.106 \text{ KN}$
Travée BC	}	$T_1 = \frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.164) - (-5.205)}{3.10} = 13.765 \text{ KN}$ $T_2 = -\frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.164) - (-5.205)}{3.10} = -13.095 \text{ KN}$
Travée CD	}	$T_1 = \frac{8.67 \times 2.90}{2} + \frac{-(4.164) - (4.164)}{2.90} = 09.700 \text{ KN}$ $T_2 = -\frac{8.67 \times 2.90}{2} + \frac{-(4.164) - (4.164)}{2.90} = -12.571 \text{ KN}$
Travée DE	}	$T_1 = \frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-5.205) - (-4.164)}{3.10} = 13.094 \text{ KN}$ $T_2 = -\frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-5.205) - (-4.164)}{3.10} = -13.765 \text{ KN}$
Travée EF	}	$T_1 = \frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-3.123) - (-5.205)}{3.10} = 14.101 \text{ KN}$ $T_2 = -\frac{8.67 \times 3.10}{2} + \frac{(-3.123) - (-5.205)}{3.10} = -12.759 \text{ KN}$

✓ **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN) :**



✓ **Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (en KN) :**



III-2.6 Ferrailage des poutrelles :

Calcul des armatures :

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifier à l'état limite de service.

III-2 .6.1 Calcul à ELU

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appi

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées :

Le moment maximal en travée est : $M_{\max}^t = 7.391 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

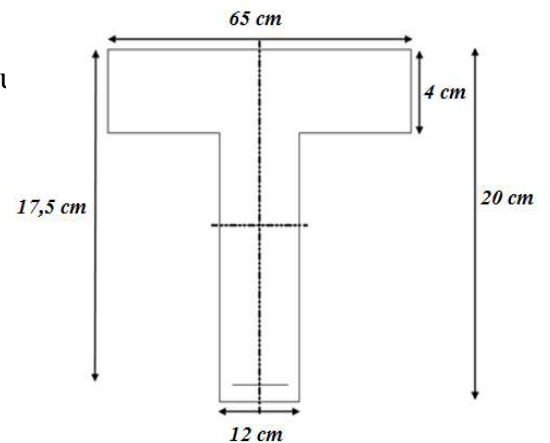
$$M_{tab} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 59,07 \text{ KNm}$$

$M_{\max}^t \leq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.391 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.032 < 0.392$$



$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \quad \text{donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.391 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1.20 \text{ cm}$$

Soit :

$$A_{st} = \mathbf{3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2}$$

➤ Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5.205 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.205 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,017 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \quad \text{donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.205 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = \mathbf{2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

Φ^{\max}_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre de $\phi = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = 2 \text{ RL6} = 0,57 \text{ cm}^2$

• L'espace des cadres :

Chapitre III : calcul des éléments

$$St \leq \min(0.9 d; 40cm) = \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16,2cm$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{2.35 \times 400}{12 \times 0,4} = 195.8cm$$

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

III-2.7 Vérification à l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

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

$$\text{En travée : } A_t = 2.35cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \ll \text{Condition vérifiée} \gg$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.35cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \ll \text{Condition vérifiée} \gg$$

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot xd} = \frac{14.106 \times 10}{18 \times 12} = 0,65MPa$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,65MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appuis le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 10 = 62.80 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.106 \times 10}{0,9 \times 18 \times 62.80} = 0.138MPa$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

5) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 b_0 (0,9 d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 12 \times 0,9 \times 25 \times 18 \times 10^{-1}}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 14,106 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

➤ **Appuis intermédiaire:**

$$V_{\max} = 13,765 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$$

«condition vérifiée»

III-2.8 Calcul à L'ELS:

Le chargement à l'ELS:

$$q_s = G + Q = (3,89 + 2,28) = 6,17 \text{ kN / ml}$$

-Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$q_u = 8,67 \text{ KN/ml} ; q_s = 6,17 ; \mathbf{q_s / q_u = 0,711}$$

$$\mathbf{M_s = M_u \times 0,711}$$

•Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée 1-2 :} \quad M_0 = 6,17 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 :} \quad M_0 = 6,17 \times \frac{(3,10)^2}{8} = 7,42 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\text{Travée 3-4 : } M_0 = 6.17 \times \frac{(2.90)^2}{8} = 6.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4-5 : } M_0 = 6.17 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5-6 : } M_0 = 6.17 \times \frac{(3.10)^2}{8} = 7.42 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_1 = M_6 = 0.3 M_0 = 2.23 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 M_0 = 3.71 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 M_0 = 2.97 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

-Travée AB :

$$M_t = 5.26 \text{ KN.m}$$

-Travée BC :

$$M_t = 4.89 \text{ KN.m}$$

-Travée CD :

$$M_t = 4.24 \text{ KN.m}$$

-Travée DE :

$$M_t = 4.89 \text{ KN.m}$$

-Travée EF :

$$M_t = 5.26 \text{ KN.m}$$

e) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}.$$

Avec :

T_w : Effort tranchant de l'appui gauche

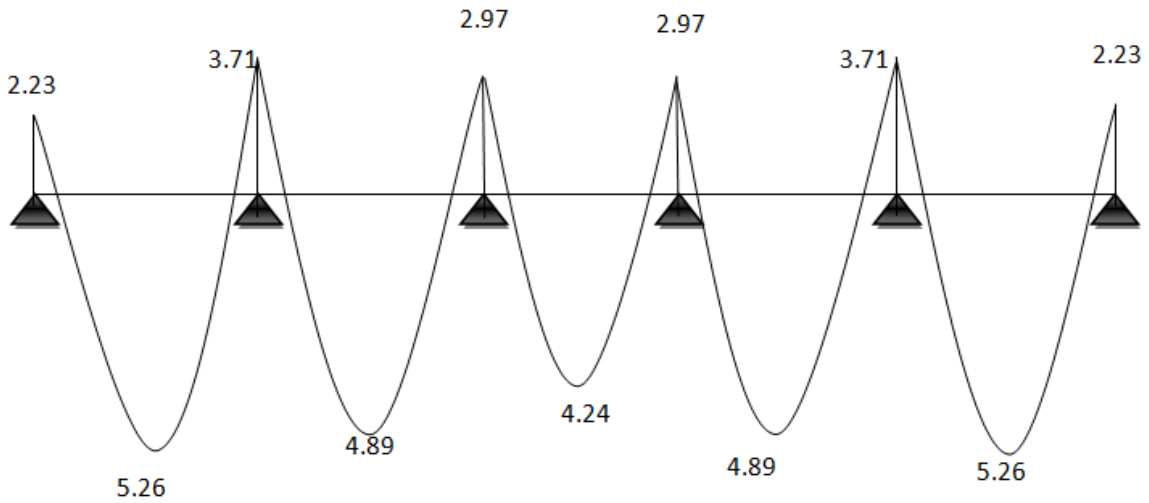
T_e : Effort tranchant de l'appui droit

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

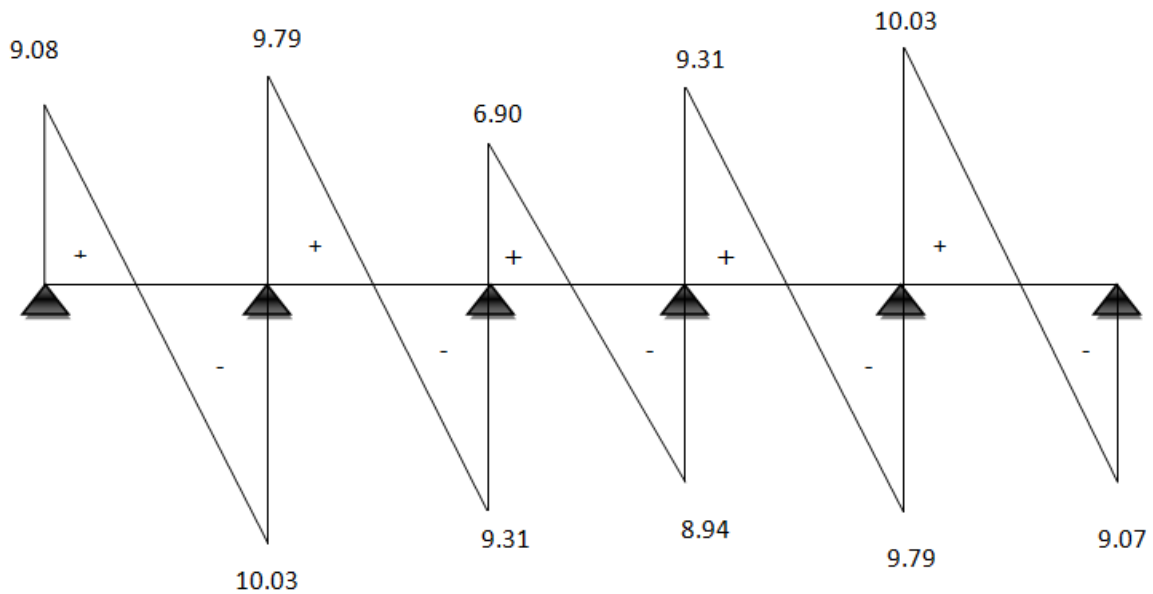
Chapitre III : calcul des éléments

travées	AB	BC	CD	DE	EF
Tw	9.08	9.79	6.90	9.31	10.03
Te	-10.03	-9.31	-8.94	-9.79	-9.07

✓ **Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN) :**



✓ **Diagramme des efforts interne à l'ELS (en KN) :**



III-2.9 Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travées :** $A_t = 2.35$ $M_t^s = 5.26 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho = 1.09 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \quad \text{et} \quad K = 19.72$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{5.26 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 145.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 145.27 / 19.72 = 7.37 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$ $M_a^s = 3.71 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

$$\rho = 0.726 \Rightarrow \beta_1 = 0.876 \quad \text{et} \quad K = 25.32$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3.71 \times 10^3}{1.57 \times 0.876 \times 18} = 149.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K = 149.87 / 25.32 = 5.91 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Chapitre III : calcul des éléments

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{20}{310} = 0.064 \geq \frac{1}{16} = 0.063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{1}{10} \times \frac{5.26}{7.42} = 0.07 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{2.35}{12 \cdot 18} = 0.010 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle comprise)

M_0 : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion ; B_0 : largeur de nervure

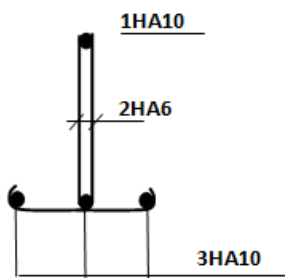
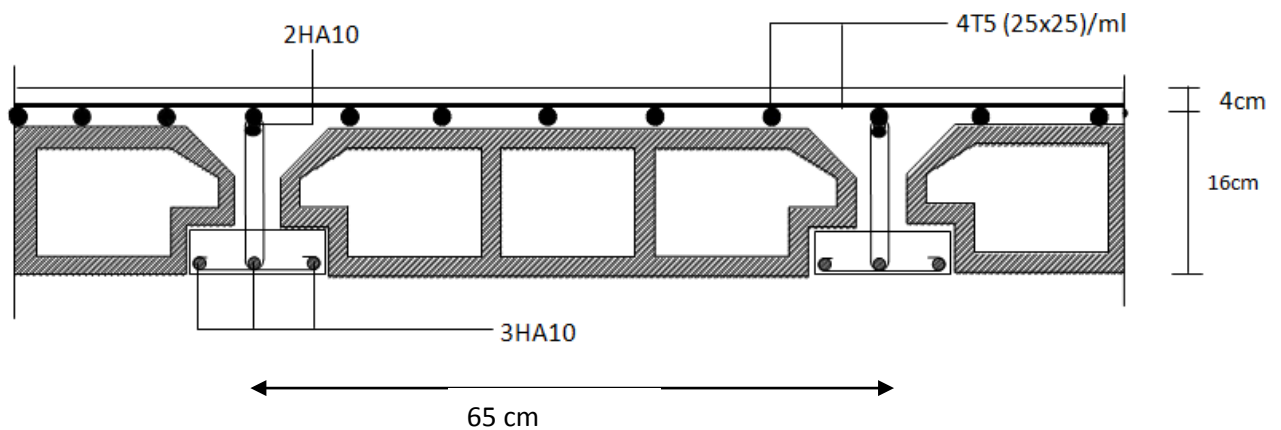


FIGURE III.2-6-1 : ferrailage de poutrelle en travée

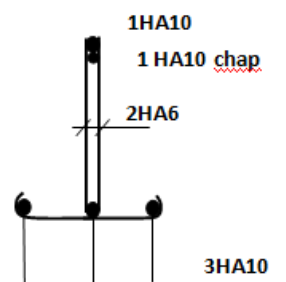


FIGURE III.2-6-2 : Plan de ferrailage de poutrelle en appui

III.3.Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

III.3.1.Définition :

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble.

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 28,56m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.20 \times 1.10) = 1,32\text{m}^2$ reposant sur quatre (03) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

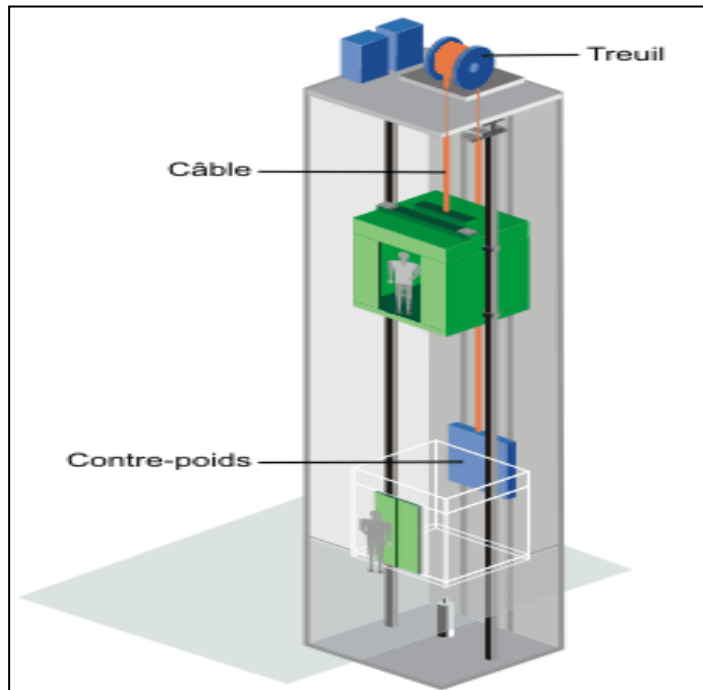


FIGURE III.3.1 : Schéma ascenseur

III.3.2.Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{110}{30} = 3.67 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003), soit $h_t = 15$

- **Calcul de la dalle pleine de la salle machine**

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

- **Principe de la méthode :**

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x < l_y$

- ✓ Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur : Avec :

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

- ✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens

Sens l_x : $M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

M_{0x} et M_{0y} : coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson.

Tel que : $V = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

- **Application :**

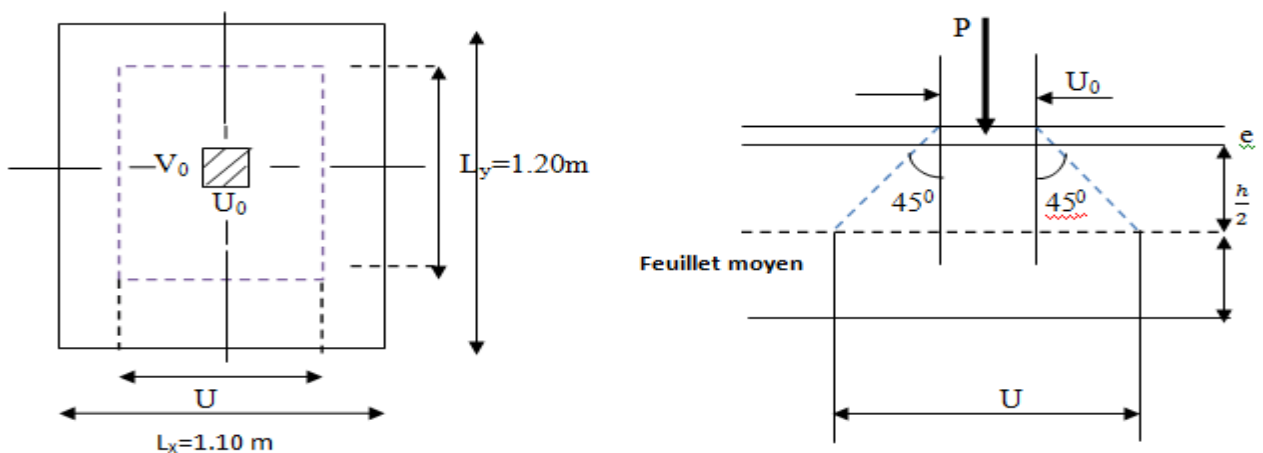


figure : III.3.2. Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{110}{120} = 0.92$$

$0,4 \leq \rho = 0.92 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2(\zeta e + h_t/2) \text{ avec : } h_t = 15\text{cm}; \quad e : \text{ revêtement de la dalle (e=5cm).} \\ V = V_0 + 2(\zeta e + h_t/2)\zeta = 1 : \text{ pour revêtement en béton} \end{cases}$$

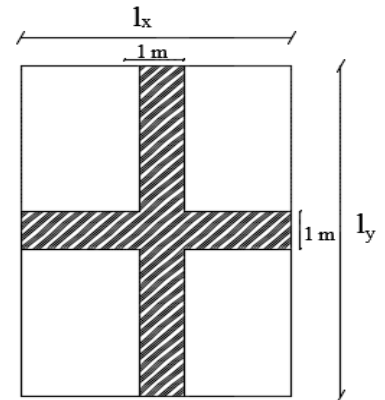
-(U x V): surface d'impact au niveau du feuillet moyen

-(U0 x V0): coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0=v_0=80$ cm)

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 10 + 15 = 105\text{m} \\ V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$



III.3.3. Détermination des sollicitations

A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$P_u = 1.35 P$

Avec :

$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$ (charge concentrée du système de levage)

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times e_p + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml}$ (charge uniformément répartie)

III.3.4. Calcul des moments

a) moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$M_x = P (M_1 + \vartheta.M_2)$

$M_y = P (M_2 + \vartheta.M_1)$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de

(ρ et les rapports U/L_x et V/L_y)

ϑ : Coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \vartheta = 0 \text{ à L'ELU} \\ \vartheta = 0,2 \text{ à L'ELS} \end{array} \right.$$

$$\rho = 0,92$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{110} = 0.955 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{120} = 0.875 \end{array} \right. \implies \text{Après interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.051 \\ M_2 = 0.038 \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = 121.5 (0.051 + 0) = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 (0.038 + 0) = 4.617 \text{ KN.m}$$

b) moment du poids propre de la dalle pleine

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\rho = 0,92 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \begin{array}{l} u_x = 0,0438 \\ u_y = 0,819 \end{array}$$

$$M_{x2} = 0,0438 \times 8,048 \times (1,10)^2 = 0,427 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0,819 \times 0,427 = 0,350 \text{ KN m}$$

c) superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,20 + 0,427 = 6,627 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,617 + 0,350 = 4,967 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments:

En travée :

$$M_x = 0.85 \times M_{xt} = 0.85 \times 6.627 = 5.633 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 \times M_{yt} = 0.85 \times 4.967 = 4.216 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

Sens x-x

$$M_x = -0.3 M_{0x} = -0.3 \times 6.627 = -1.988 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_y = -0.3 M_{0y} = -0.3 \times 4.967 = -1.49 \text{ KN.m}$$

III.3.5.Ferraillage :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

$$\mu_b = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ Avec : } d = h_t - 3 = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

❖ **sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.988 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,001 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 1.000$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.988 \times 10^3}{1.000 \times 12 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.633 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,028 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.633 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

❖ **Sens y-y :**

Aux appuis

$$\mu = \frac{M^{ay}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.49 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.007 \leq 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.49 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En travées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.216 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.021 \leq 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.216 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Chapitre III : calcul des éléments

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	1.988	0.001	1	0.48	2.01	4HA8	25
	Y-Y	1.49	0.007	0.997	0.36	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	5.633	0.028	0.986	1.37	3.14	4HA10	25
	Y-Y	4.216	0.021	0.990	1.02	3.14	4HA10	25

III.3.6. Vérification à L'ELU :

A. Condition de non fragilité :

Sens x-x :

$$w_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2 \Rightarrow A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_x : Section minimale d'armatures ;

$b h$: section totale du béton ;

ω_0 : Taux d'acier minimale = 0,0008 (Acier HA Fe400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.85) / 2 = 1.248 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 1.248 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 1.248 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

Chapitre III : calcul des éléments

θ :Diamètre des armatures longitudinales.

$$\theta = 10 \text{ mm} < \theta_{\max} = 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

C. Condition de non-poinçonnement :(Article A.5.2-42 du BAEL 91)

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b},$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

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

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

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

$$Q_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

D. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3(1,05)} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57}{1 \times 0,12} = 32.42 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.7.Vérification à l'ELS :

Calcul des moments :

A. Moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{x1}^s = P_s (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1}^s = P_s (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec : $\nu = 0,2$; $M_1 = 0.051 \text{ KN.m}$; $M_2 = 0.038 \text{ KN.m}$; $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_{x1}^s = 90(0.051 + 0,2 \times 0.038) = 5.274 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$M_{y1}^s = 90(0.038 + 0.2 \times 0.051) = 4.338 \text{ KN.m}$$

B. Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s$$

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0.92 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0510 \\ \mu_y = 0.875 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0.0510 \times 5.85 \times (1.10)^2 = 0.361 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.875 \times 0.361 = 0.316 \text{ KN.m}$$

C. Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 5.274 + 0.361 = 5.635 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 4.338 + 0.316 = 4.654 \text{ KN.m}$$

D. Correction des moments :

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 4.790 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 3.959 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -1.691 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -1.396 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton** : (Article A.4.5-2 du BAEL91)

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$
- α : position de l'axe neutre

➤ Sens x-x :

❖ *en travées* :

$$\mu = \frac{M_{Stx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.790 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.023 \longrightarrow \alpha = 0.0304$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5.633}{4.790} = 1,18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\alpha = 0,0304 < 0,34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ *sur appuis :*

$$\mu = \frac{M^{Sax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.691 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,024 \longrightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{1.988}{1.691} = 1,18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\alpha = 0,0304 < 0,34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y:**

❖ *en travées :*

$$\mu = \frac{M^{Sty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.959 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,019 \longrightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4.216}{3.959} = 1,06 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\alpha = 0,0355 < 0,28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ *sur appuis :*

$$\mu = \frac{M^{Say}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.396 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,018 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{1.49}{1.396} = 1,07 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\alpha = 0,0227 < 0,28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

E. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

F. Vérification au poinçonnement

$$Qu \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m}$$

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

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

Chapitre III : calcul des éléments

$$Qu = 121,5 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\mathbf{a)} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\mathbf{b)} \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{fe}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\mathbf{a)} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{100} = 0.15$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{7.12}{20 \times 10.15} = 0.053$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.15 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.053 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\mathbf{b)} \frac{2}{fe} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0019 < \frac{2}{fe} = 0.005 \quad \text{condition vérifiée}$$

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre III : calcul des éléments

Conclusion :

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

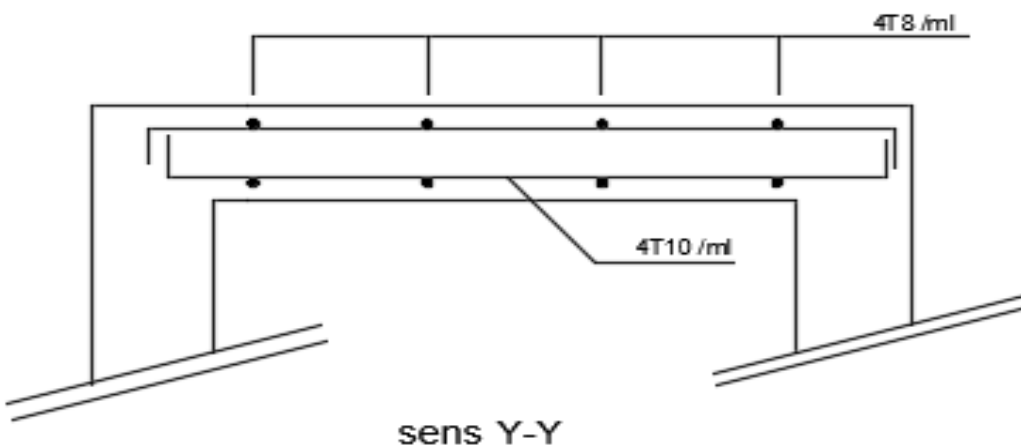
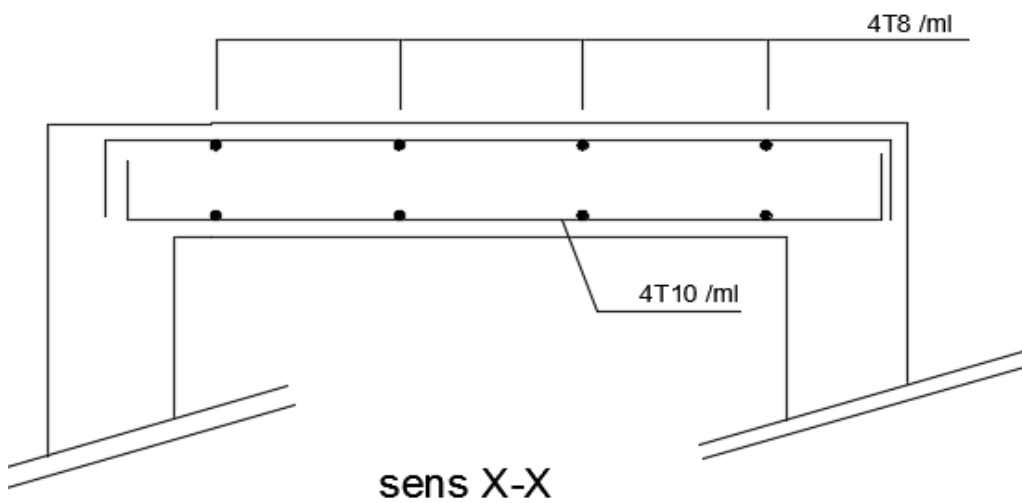
En travée : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.

En appui : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25\text{ cm}$.

Sens y-y :

En travée : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25\text{ cm}$.

En appui : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25\text{cm}$.



Ferrailage de la salle machine

III.4. BALCON :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

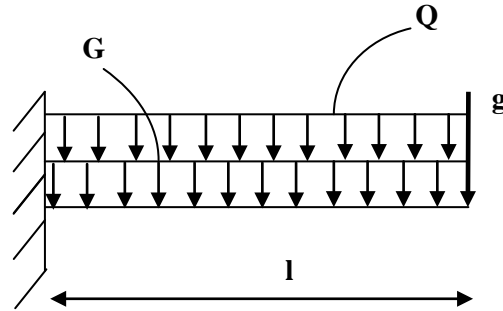


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

Avec :

- **G** : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.4.1. Dimensionnement du balcon :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Le balcon est en dalle pleine.

$$e_p \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm} .\text{on prend } e_p = 15\text{cm}$$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :

- **Charge permanente :**
 $G = 5.61 \text{ KN} / \text{m}^2$ (déterminer dans le chapitre II)
- **Charge concentrée (garde corps) :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			1,62

Tableau III.4.2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

➤ **Surcharge d'exploitation :**

D'après le DTR : $Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

III.4.3. Combinaisons de charges :

A l'ELU :

➤ **Dalle:**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.82 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde corps:**

$$g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

➤ **Dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.61 + 3.5) \times 1\text{m} = 9.11 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde corps :**

$$g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU :

• **moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{2} + g_u \cdot l$$
$$M_u = \frac{12.83 \times (1.3)^2}{2} + 2.19 \times 1.3 = 13.69 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$
$$V_u = 12.83 \times 1.3 + 2.19 = 18.87 \text{ KN}$$

A l'ELS :

• **moments fléchissant :**

$$M_s = \frac{Q_s l^2}{2} + g_s \cdot l$$
$$M_s = \frac{9.11 \times (1.3)^2}{2} + 1.62 \times 1.3 = 9.80 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \cdot l + g_s$$
$$V_s = 9.11 \times 1.3 + 1.62 = 13.46 \text{ KN}$$

III-4-4) Ferrailage :

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

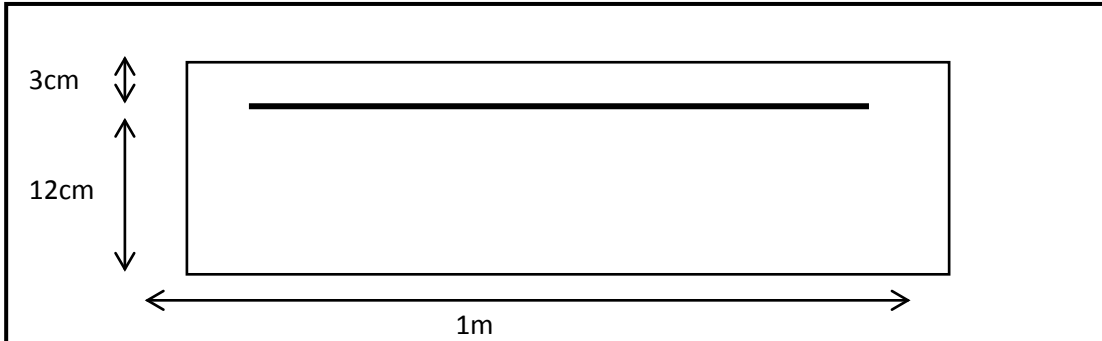


FIGURE.III.4.4. Disposition des armatures principales du balcon

a. Armature principal :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13.69 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.067$$

$\mu = 0.067 < \mu_l 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.067 \rightarrow \beta = 0.966$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{19.69 \times 10^3}{0.966 \times 12 \times 348} = 4.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65\text{cm}^2$

Avec un espacement : $St = 20\text{cm}$

a. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.14\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

III-4-5) Vérifications des contraintes à l'ELU :

Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma \mu_i}$$

Avec : $\Sigma \mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{18.87}{0.9 \times 12 \times 18.84} \times 10 = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{18.87}{100 \times 12} \times 10 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :**

▪ **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 33 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-6) Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100,12} = 0,471 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \Rightarrow K_1 = 33,08$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{9,80 \times 10^6}{0,856 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 168,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,030 \times 168,86 = 5,06 \text{ MPA} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{15}{130} &= 0,115 > \frac{1}{16} = 0,063 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{9.80}{10 \times 9.80} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 5HA12 avec $S_t=20$ cm.
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.

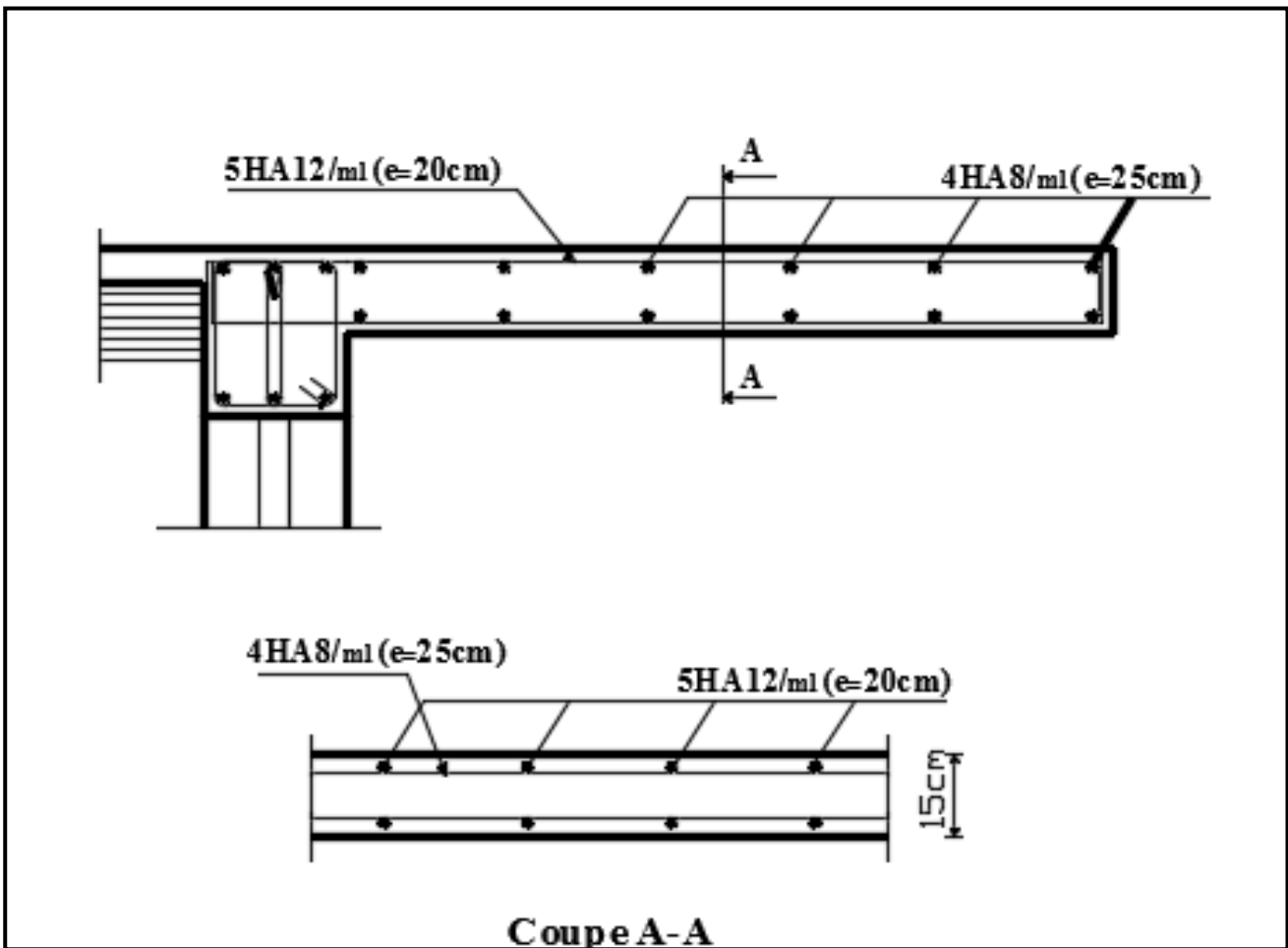


FIGURE.III.4.5.Schéma ferrailage du balcon

III.5. Calcul d'escaliers :

III.5.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.5.2. Terminologie :

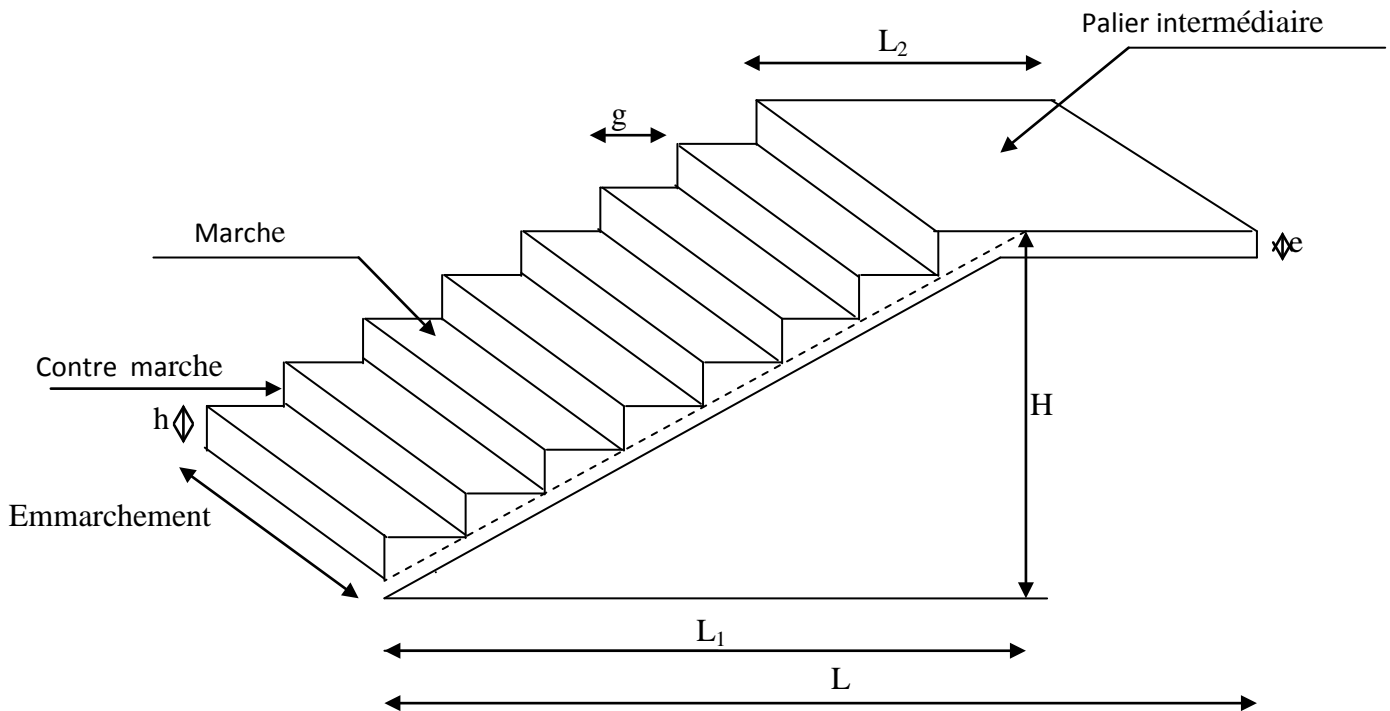


Figure III.5.1: schéma de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

III.5.3.A. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.5.3.A.1. Pré- dimensionnement de l'escalier :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

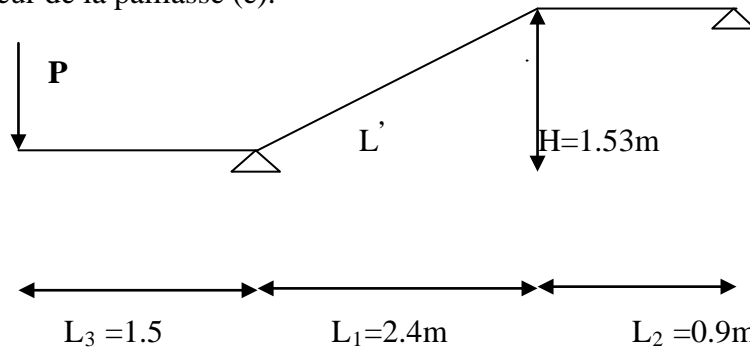


Figure III.5.2 : Schéma statique d'escalier étage courant

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

A. Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Soit : $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

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

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

Chapitre III : calcul des éléments

$$59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$
$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a : **h = 17 cm**

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Epaisseur de la paille et du palier :

L'épaisseur de la paille et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paille projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paille projetée.

L_2 : longueur du palier.

- **Application :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2.80 + 0.9 = 3.7 \text{ m} = 370 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'ou : } \frac{370}{30} \leq e_p \leq \frac{370}{20} \Rightarrow 12.33 \leq e_p \leq 18.5$$

On opte pour: $e_p = 15 \text{ cm}$

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

III.5.3.A.2. Détermination des charges et surcharges :

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

Chapitre III : calcul des éléments

A. Les charges permanentes :

- Le poids des revêtements :

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27
5	Poids propre du garde corps	/	/	0.2
G total				1.85

Tableau III.5.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

- Le palier:

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.25
2	poids des revêtements			1.85
G total				6.1

Tableau III.5.2 : Charges permanentes revenant au palier.

- La paillasse (Le volée) :

N°	Elément	G[KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.15 / \cos 29.55^\circ = 4.31$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 1.875$
3	poids des revêtements	1.85
G total = 8.035		

Tableau III.5.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

- La charge concentrée :

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

$$P = (3.06 - 0.15) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.87 \text{ KN}$$

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.5.3.A.3. Combinaison des charges :

- **ELU:** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ **Palier :** $q_u = (1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.985 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ **Volée :** $q_u = (1.35 \times 8.035 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.60 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ **Mur extérieure :** $P = 1.35 \times 6.87 = 9.27 \text{ KN}$.

- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ **Palier :** $q_s = (6.1 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.6 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ **Volée :** $q_s = (8.035 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.535 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ **Mur extérieure :** $P = 6.87 \text{ KN}$.

III.5.3.A.4. Calculs à l'ELU :

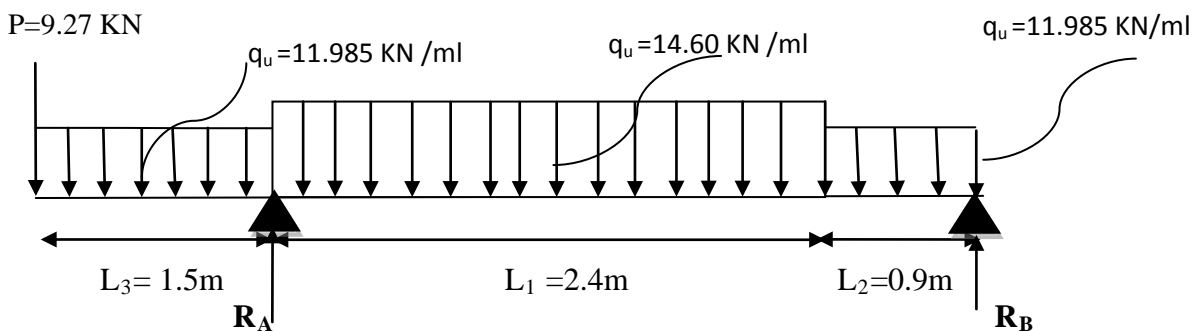


Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des efforts internes :

- ✓ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 9.27 + 11.985 \times 1.5 + 14.60 \times 2.4 + 11.985 \times 0.9$$

$$R_A + R_B = 73.074$$

$$\sum M/A=0 \implies -3.3 R_B - (9.27 \times 1.5) - (11.985 \times 1.5 \times 0.75) + (14.60 \times 2.4 \times 1.2) + (11.985 \times 0.9 \times 2.85) = 0$$

D'où:
$$\begin{cases} R_A = 59.314 \text{ KN} \\ R_B = 13.76 \text{ KN} \end{cases}$$

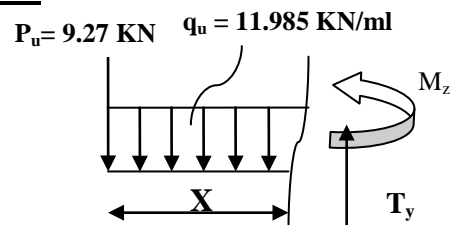
- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU :

- ✓ **Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$**

$$T_y = 11.985 x + 9.27$$

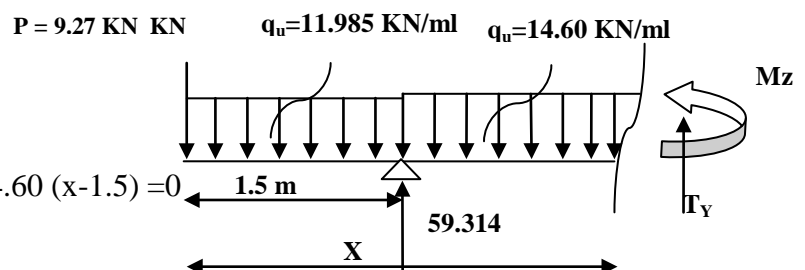
$$M_z = \frac{(-11.985 x^2)}{2} - 9.27x$$

$$M_z = -6.00 x^2 - 9.27x$$



- ✓ **Tronçon : $1.5 \leq x \leq 3,9$**

$$T_y = 9.27 + (11.985 \times 1.5) - 59.314 + 14.60 (x - 1.5) = 0$$



Chapitre III : calcul des éléments

$$T_y = 14.60 x - 53.966$$

$$M_z = -9.27 x - 17.98 (x - 0.75) + 59.314(x - 1.5) - \frac{14.60(x - 1.5)^2}{2}$$

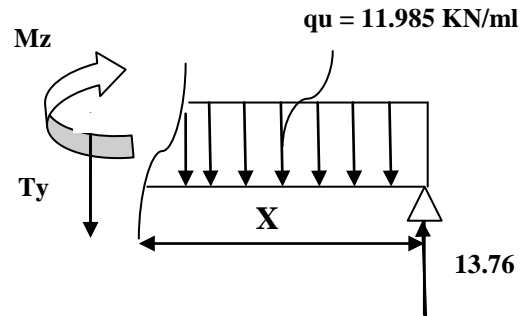
$$M_z = -7.3x^2 + 53.964 x - 91.911$$

✓ **Tronçon : $0 \leq x \leq 0,9$ m**

$$T_y = +13.76 - 11.985 x$$

$$M_z = -6.00 x^2 + 13.76 x$$

D'où :



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	$11.985 x + 9.27$	$-6.00 x^2 - 9.27x$	0	9.27	0
			1.5	27.25	-27.41
$1.5 \leq x \leq 3.9$	$14.60 x - 53.966$	$-7.3x^2 + 53.964x - 91.911$	1.5	-32.066	-27.41
			3.9	+2.974	7.524
$0 \leq x \leq 0.9$	$13.76 - 11.985x$	$-6.00x^2 + 13.76x$	0	13.76	0
			0.9	2.97	7.524

Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 0.9$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow 13.76 - 11.985x = 0 \Rightarrow x = 1.15 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 7.889 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 7.889$	-2.37
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 7.889$	6.71

Tableau III.5.5: Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 6.71 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -2.37 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -27.41 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 27.41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Diagramme des sollicitations à L'ELU:**

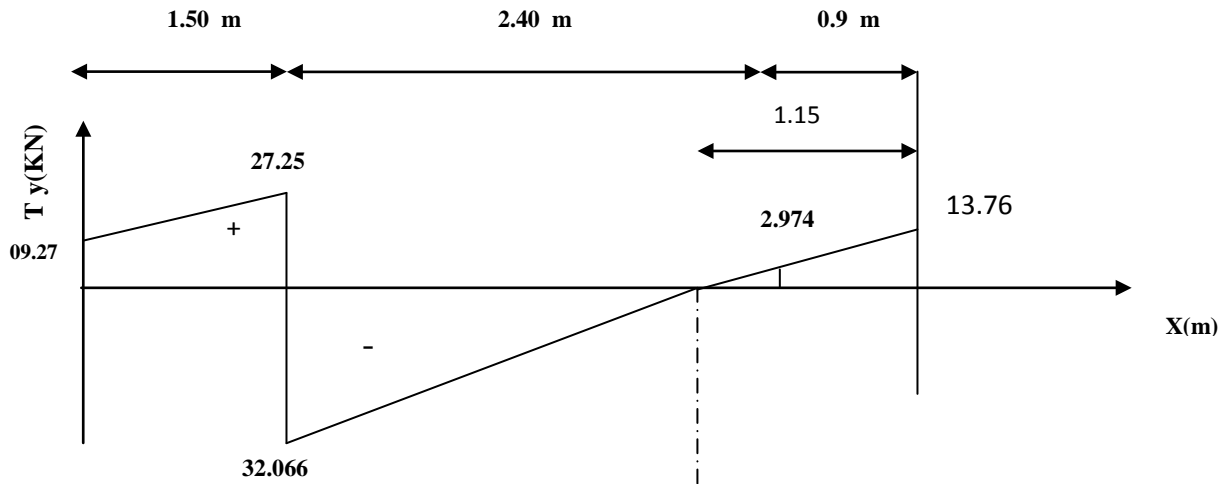


Diagramme des Efforts tranchants

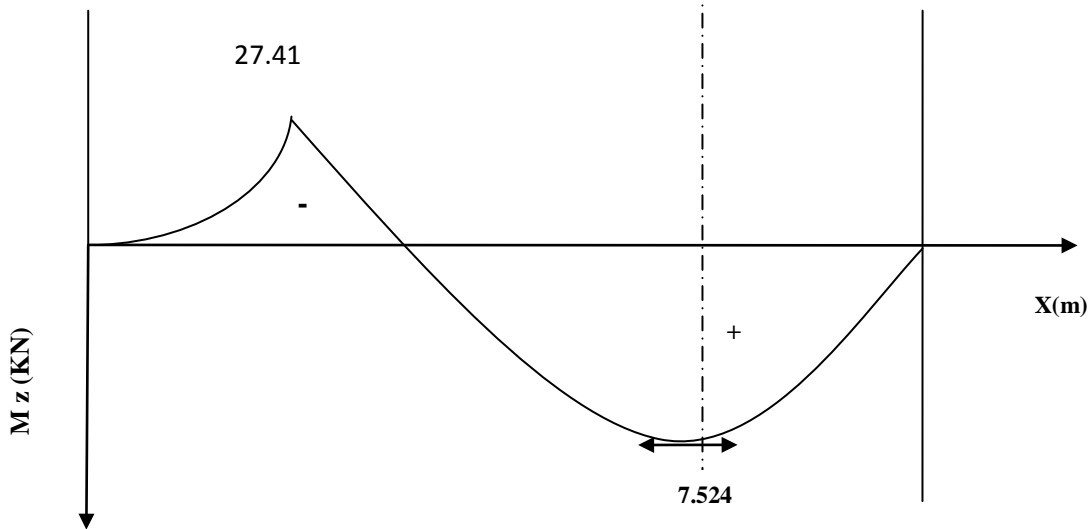


Diagramme des moments fléchissant

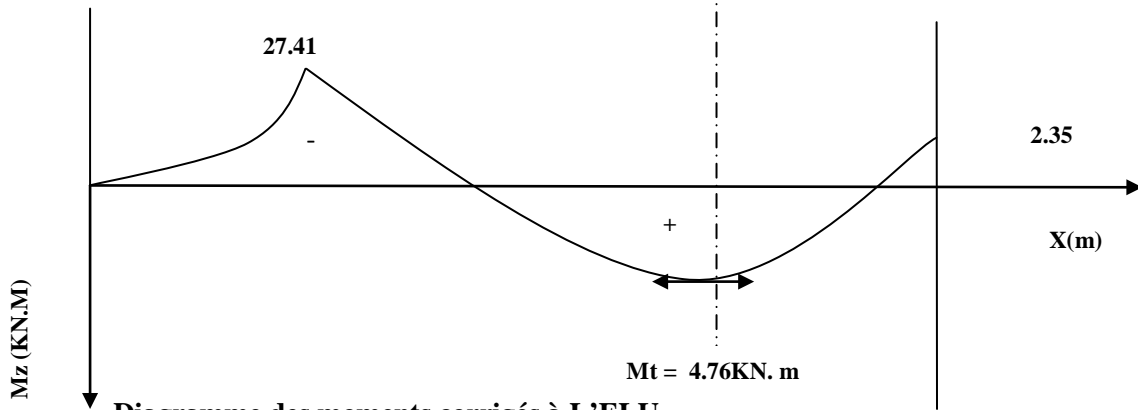


Diagramme des moments corrigés à L'ELU

III.5.3.A.5 Ferrailage à l'ELU :

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

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$$

✓ **Armatures aux appuis :**

Appui B :

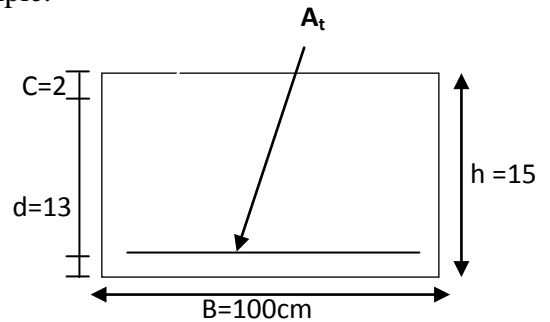
• **Armatures principales:**

$$M_B = - 2.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2.37 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.010$$

$\mu_b = 0.010 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.



Remarque :

La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_b = \frac{2.37 \times 10^2}{0.995 \times 13 \times 34.8} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

Appui A:

• **Armatures principales :**

$$M_A = - 27.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{27.41 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.114$$

$\mu_b = 0.114 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.114 \longrightarrow \beta = 0.939$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{27.41 \times 10^2}{0.939 \times 13 \times 34.8} = 6.45 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.70 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 = 3.14 cm²** , avec un espacement **S_t = 25 cm**

En travée :

- **Armatures principales :**

$$M_t = 6.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{6.71 \cdot 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.028$$

$\mu_b = 0.028 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{6.71 \times 10^2}{0.986 \times 13 \times 34.8} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**

- **Armatures de répartitions :**

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

Soit : **4 HA 8 = 2.01 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

III.5.3.A.6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_B = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_A = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **En travées :**

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Espacement des barres :

➤ **Armatures principales :**

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Armatures répartitions :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

La fissuration est préjudiciable

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 32.066 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32.066 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 32.066 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

Chapitre III : calcul des éléments

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 32.066 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -27.41 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 32.066 \text{ KN}$$

$$\left(39.41 + \frac{-27.41}{0.9 \times 0.13} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -5.60 \text{ cm}^2 < A_a = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

e. **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Appui A : 5 HA 14

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 14 = 219.8 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.41 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 219.8} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui B: 5 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{39.41 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Travée: 5 HA 10

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\tau_u = \frac{39.41 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

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

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$

D'où : $L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$

Soit : $L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

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

Appui B :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1 = 11.27 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 12 \text{ cm}$

III.5.3.B. Calculs à l'ELS :

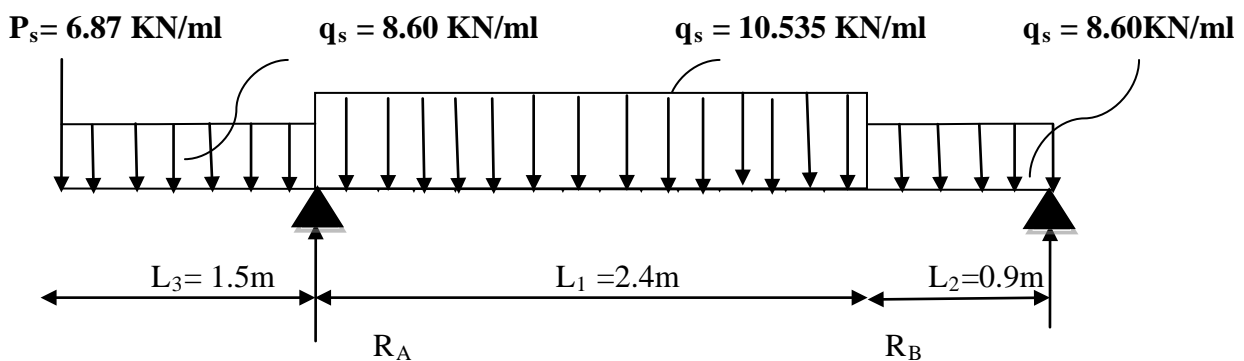


Figure III.5.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

• **Calcul des efforts internes :**

✓ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \quad \Longrightarrow \quad R_A + R_B = 6.87 + 8.6 \times 1.5 + 10.535 \times 2.4 + 8.60 \times 0.9$$

$$R_A + R_B = 52.794$$

$$\sum M/A=0 \quad \Longrightarrow \quad - 3.3 R_B - (6.87 \times 1.5) - (8.60 \times 1.5 \times 0.75) + (10.535 \times 2.4 \times 1.2)$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$+ (8.60 \times 0.9 \times 2.85) = 0$$

D'où:
$$\begin{cases} R_A = 42.974 \text{ KN} \\ R_B = 9.82 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	$8.6x + 6.87$	$-4.3x^2 - 6.87x$	0	6.87	0
			1.5	19.77	-19.98
$1.5 \leq x \leq 3.9$	$10.535x - 39.004$	$-5.267x^2 + 39.01x - 66.64$	1.5	-23.20	-19.98
			3.9	2.08	5.355
$0 \leq x \leq 0.9$	$8.6x - 9.82$	$-4.3x^2 + 9.82x$	0	9.82	0
			0.9	2.08	5.355

Tableau III.5.6 : Les efforts internes à l'ELS

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,9$ m

$$T_y = 0 \Rightarrow 8.6x - 9.82 = 0 \Rightarrow x = 1.15 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 5.603 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 5.603$	-1.68
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 5.603$	4.76

Tableau III.2.7. Les moments corrigés à l'ELS.

D'où :

$$\begin{cases} M_T \text{ travée} = 4.76 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -1.68 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -19.98 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 19.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre III : calcul des éléments

- Diagramme des sollicitations à L'ELS:

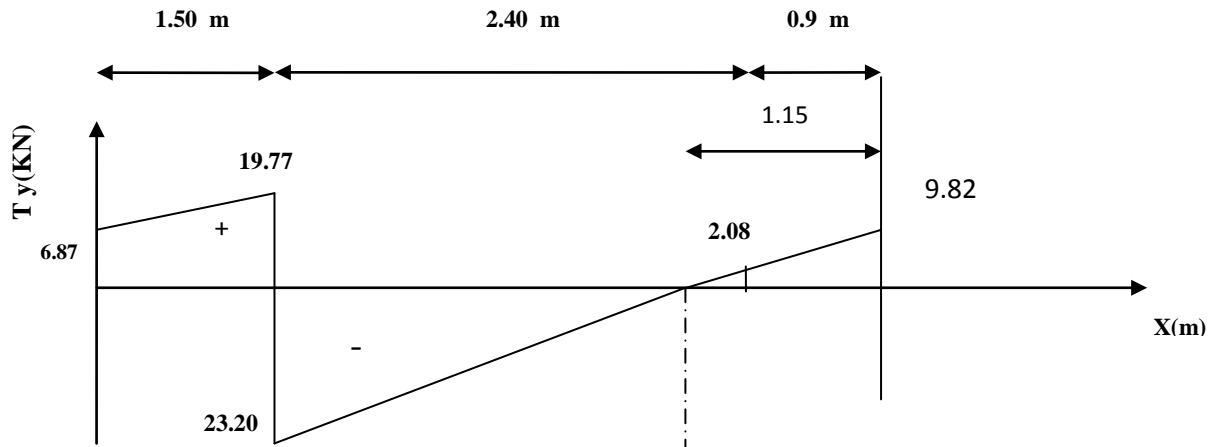


Diagramme des Efforts tranchants

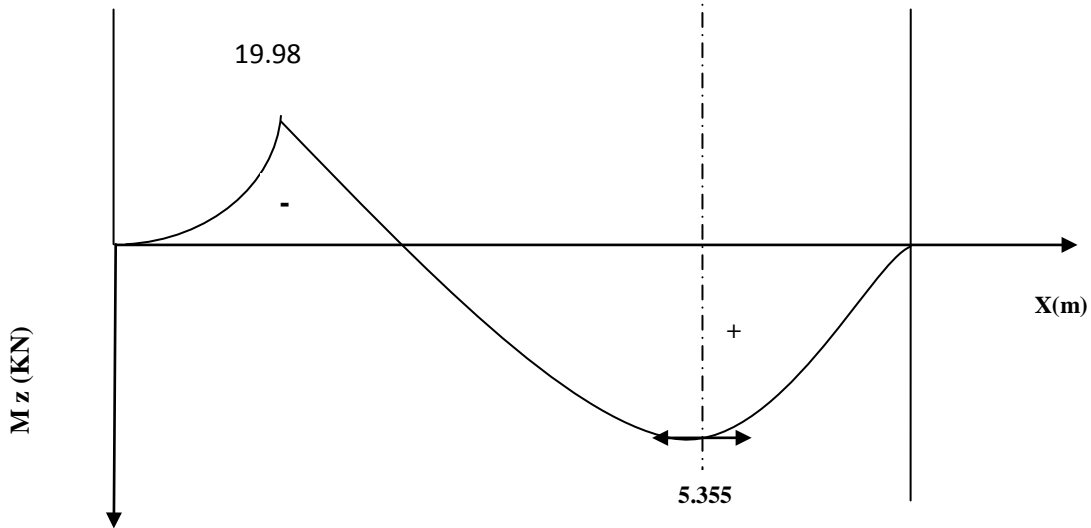


Diagramme des moments fléchissant

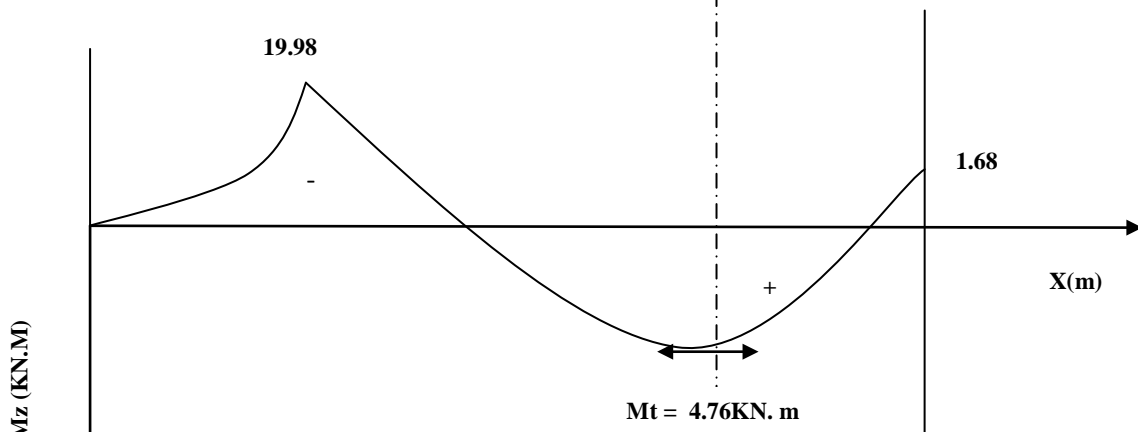


Diagramme des moments corrigés à L'ELS

III.5.3.A.6. Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Appui A:

Avec :

$$M_s = -19.98 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 13} = 0.592$$

$$\rho_1 = 0.592 \rightarrow \beta_1 = 0.886 \rightarrow K_1 = 28.86$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.98 \times 10^3}{0.886 \times 13 \times 7.70} = 225.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{28.86} \times 225.28 = 7.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

Appui B:

Avec :

$$M_s = -1.68 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho_1 = 0.302 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.85$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.68 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 2.51} = 56.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{42.85} \times 56.40 = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

En travée:

Avec :

$$M_s = 4.76 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho_1 = 0.302 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 91.4$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.76 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 102.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{91.4} \times 102.04 = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

C. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

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

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

a. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

b. $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

Calcul de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0,045 \geq \frac{1}{16} = 0,06$$

Condition non vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,045 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4.76}{10 \times 5.603} = 0,084$$

Condition non vérifiée

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.93}{100 \times 15} = 0,0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,010$$

Condition vérifiée

Chapitre III : calcul des éléments

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f} \quad \text{avec: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3.93} = 7.71 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 15 - 7.71 = 7.29 \text{ cm} \quad \Longrightarrow Y_1 = 7.29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.29^3 + 7.71^3) + 15 \times 3.93 \times (7.71 - 3)^2 = 32035.01 \text{ cm}^4$$

$$I = 32035.01 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{4.76 \times (3,3)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 32035.01} = 0.021 \text{ cm}$$

$$f = 0,021 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,66 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrailé comme suit :

Aux Appuis:

➤ Appui A:

Armatures principales: 5HA14/ml avec un espacement st= 20 cm.
Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

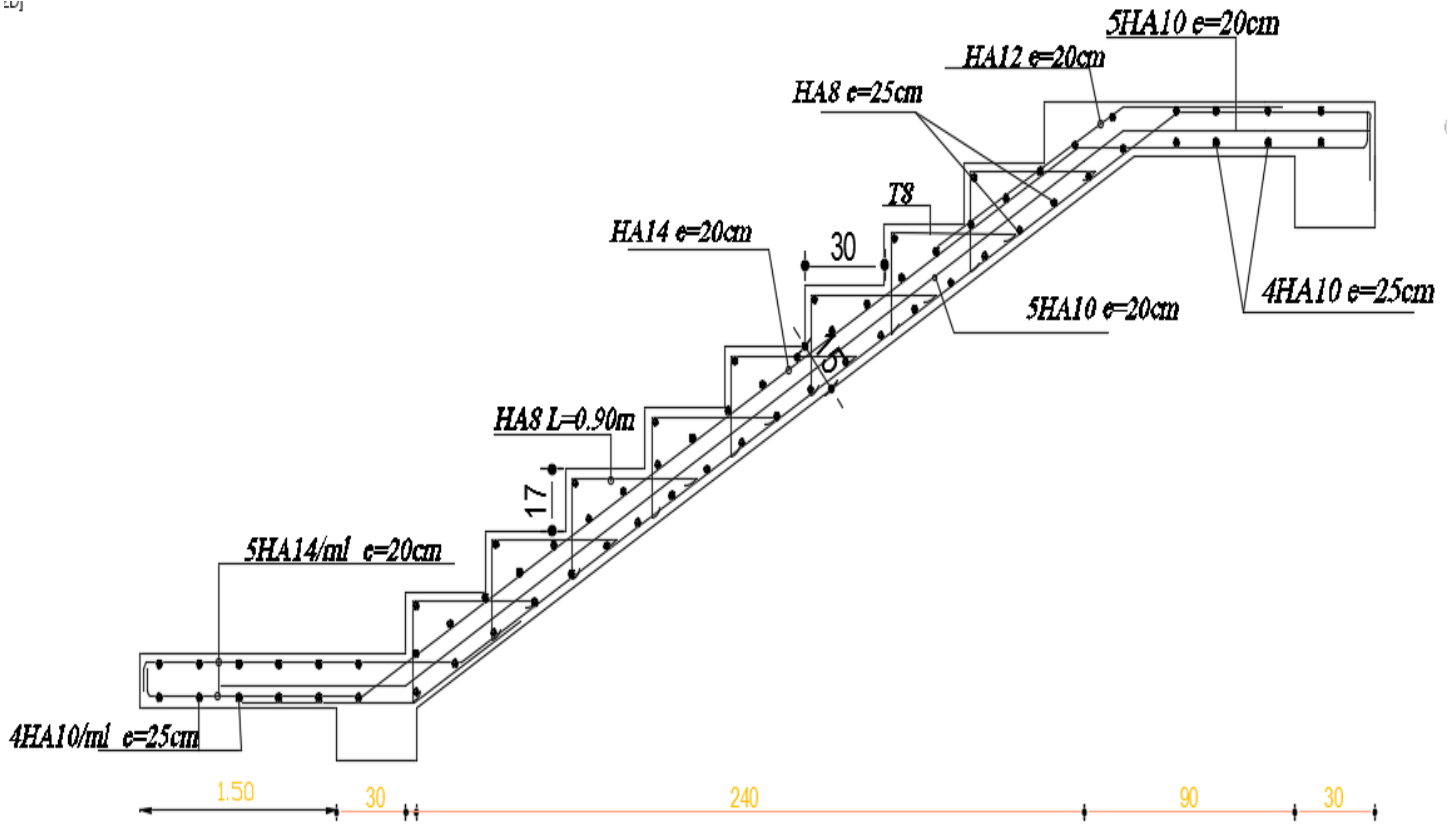
➤ Appui B:

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement st= 20 cm.
Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.

En travée :

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement st= 20 cm.
Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement st= 25 cm.

001



Ferrailage de l'escalier

III-6) la poutre palière:

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 2.90m,Le calcul se fera en flexion simple.

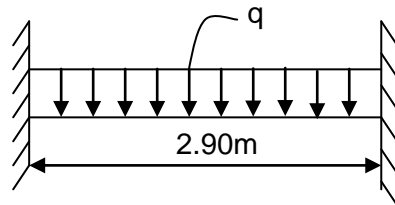


Figure III.20. schéma statique de la poutre palière.

III-6-1) Pré dimensionnement de la poutre palière :

a- hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 290 - 40 = 250 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L = 2.50\text{m} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \quad \text{donc : } 16.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 \text{ cm}$$

on opte pour $h_t = 30\text{cm}$

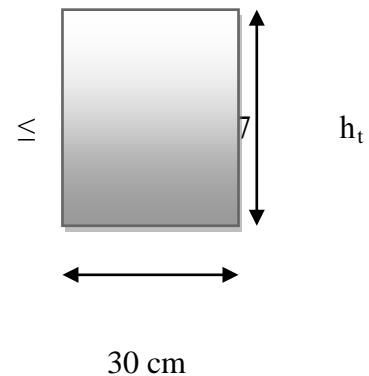
b- largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 \quad h_t \quad \leq \quad b$$

30cm

D'où : $14\text{cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ on prend : **$b = 30 \text{ cm}$**



Les dimensions de la poutre palière

c- Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$$\begin{array}{l}
 h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\
 b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\
 h/b = 1.0 < 4
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} h \\ b \\ h/b \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III-6-2) Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

- Poids propre de la poutre $G = 0.30 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_A^u = 59.314$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_A^s = 42.974$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

III.6.3 Combinaison de charges:

- ELU : $Q_U = 1.35G + Tu = (1.35 \times 2.25) + 59.314 = 62.36 \text{ KN/ml}$
- ELS : $Q_S = G + T_S = 2.25 + 42.974 = 45.25 \text{ kN/ml}$

III.6.4. Calcul des efforts internes à L'ELU :

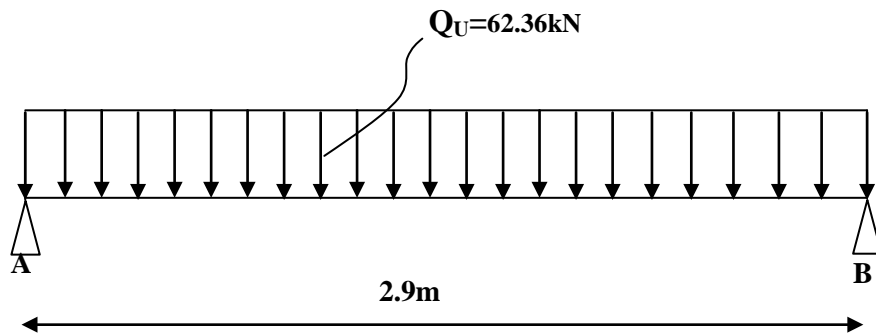


Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qu}{2} \times l = \frac{62.36 \times 2.90}{2} = 90.43 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu}{8} \times l^2 = \frac{62.36 \times 2.90^2}{8} = 65.56 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 65.56 = 55.73 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 65.56 = -19.67 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:

$$T_y = \frac{qu}{2} \times l = \frac{62.36}{2} \times 2.9 = 90.43 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne à l'ELU:

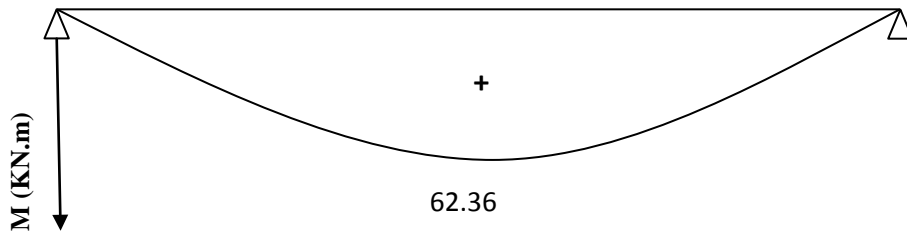


Figure III.6.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

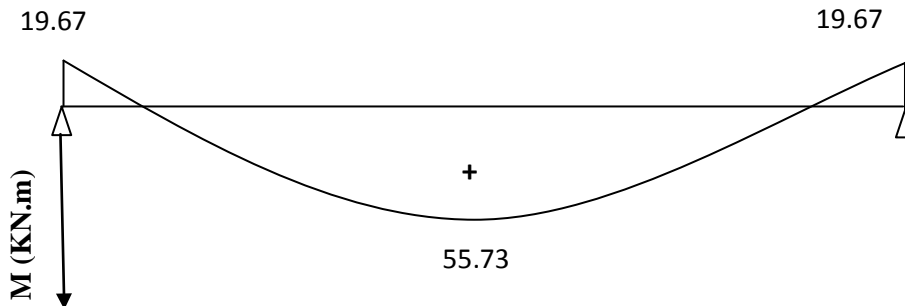


Figure III.6.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

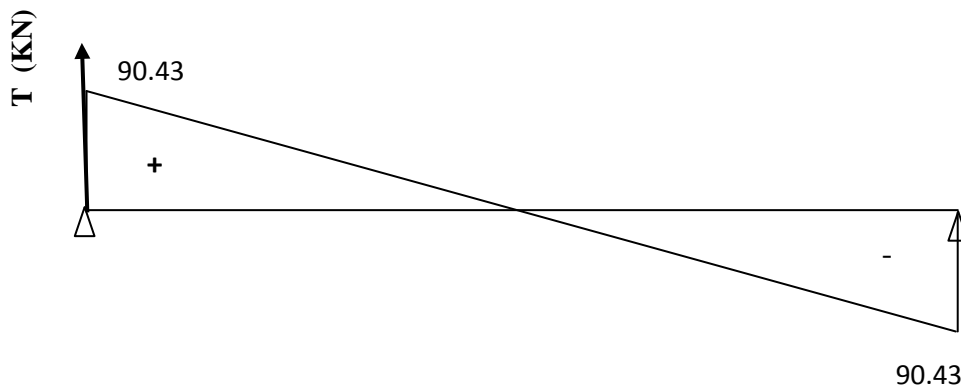


Figure III.6.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

C - Calcul des armatures

✓ Aux appuis

Avec:

$$M_a = 19.67 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.67 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.064$$

$$\mu_b = 0,064 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.064 \Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.67 \times 10^3}{0.967 \times 27 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 = 2.35 cm²

✓ En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.73 \times 10^3}{30 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.180$$

$$\mu_b = 0.180 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,180 \Rightarrow \beta = 0.900$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.73 \times 10^3}{0.900 \times 27 \times 348} = 6.60 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12+ 3 HA12 (chap) = 6.78cm²

III-6-4) Vérification à L'ELU

a) Exigence du RPA (art 7-5-2/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.

Chapitre III : calcul des éléments

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux

$$A_s = 3HA10 + 3HA12 + 3HA12(\text{chap}) = 9.13 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 9.13 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.979 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.979 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.979 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 91.17 \text{ KN.}$$

Pour une fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{91.17 \times 10^3}{300 \times 270} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art A-6-1.3/BAEL 91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{91.17 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3,14 \times (3 \times 10 + 6 \times 12)} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL 91)

$\overline{\tau}_{su}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\overline{\tau}_{su} : 0.6 \times \Psi_2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

- **En travée**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

- **Sur appuis**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s.$$

- **Sur appuis** : $L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$
- **En travée** : $L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$

f) Influence de l'effort tranchant

- **Appuis de rive (Art A.5.1.312/BAEL 91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armatures inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

Pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{T_u^{max}}{f_e / \gamma_s} = \frac{91.17 \times 10^3}{348} = 2.61 \text{ cm}^2$$

- **Sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91)**

Il faut vérifier cette condition :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 30 \times 10^{-1} = 486 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 91.17 \text{ KN} \leq 486 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- \emptyset_t : diamètre des armatures transversal.
- \emptyset_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.4; 3\} = 0.85 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$

Donc on opte : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 8$

h) Espacement maximal des armatures transversales (Art A .5.1,22 /BAEL91)

$$S_t \max \leq \min \{0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{24.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 24.3 \text{ cm}$$

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ 7.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

- **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

i) Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 7-5-2-2 RPA 99)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

g) pourcentage minimum des armatures transversales Art 5-1,22/BAEL 91

Il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

$$A_{\min} = 0.4 \times 30 \times 15 / 400 = 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-6-5) Vérification à l'ELS

a) combinaison de charge

Poids propre de la poutre à l'ELS :

$$G = 2.63 \text{ KN/ml}$$

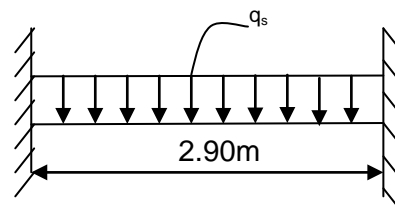


Figure III.23. schéma statique à l'ELS.

Réaction de la poutre à l'ELS : 42.974 KN/ml

- **ELS :** $q_s = G + T_s = 2.25 + 42.974 = 45.23 \text{ KN/ml}$

b) calcul des efforts internes

- **Moment isostatique**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{45.23 \times (2.90)^2}{8} = 47.6 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{45.23 \times 2.90}{2} = 65.59 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 47.6 = -14.28 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 47.6 = 40.46 \text{ KN.m}$

- **Diagramme des efforts interne :**

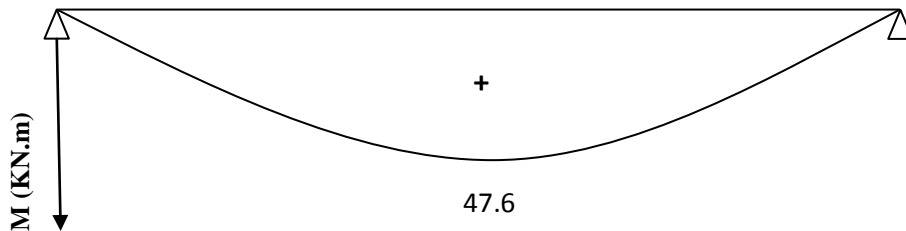


Figure III.6.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

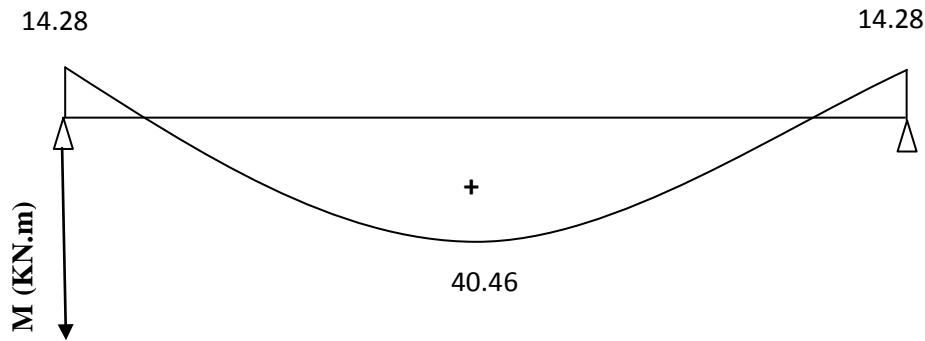


Figure III.6.7: Diagramme des moments corrigés à l'ELS.

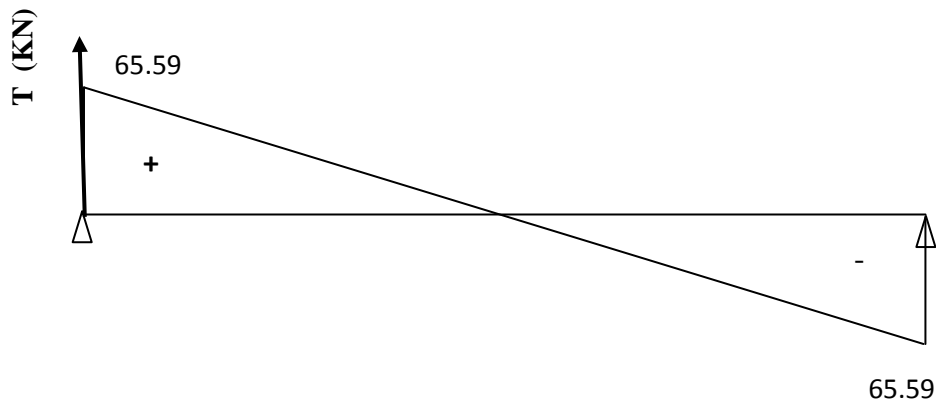


Figure III.6.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

c)Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

❖ **En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 40.46 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 27} = 0.837$$

$$\rho_1 = 0.837 \rightarrow \beta_1 = 0.869 \rightarrow K_1 = 23.37$$

$$\sigma_{st} = \frac{40.46 \times 10^3}{0.869 \times 27 \times 6.78} = 254.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{23.37} \times 254.34 = 10.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 14.28 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 27} = 0.291$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\rho_1 = 0.291 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \rightarrow K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.28 \times 10^3}{0.915 \times 27 \times 2.35} = 245.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{43.82} \times 245.97 = 5.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

d) Etat limite d'ouverture des fissures : Art A-5 -3,2/BAEL 91

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier cet état limite

e) Vérification de la flèche

Les règles BAEL91 (Art.B.6.8, 424), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e}, f_e (\text{MPa})$

Avec : h : hauteur de la poutre (30cm).

L : portée entre nus d'appuis (L = 2.50 m).

M_t : moment max en travée ($M_t = 40.46 \text{ KN.m}$).

M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 47.6 \text{ KN.m}$)

A : section des armatures. (6.78 cm^2)

b : largeur de la section. (b=30 cm)

d : hauteur utile de la section droite. . (d= h - c = 30-3 = 27 cm)

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{250} = 0.12 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.12 \geq \frac{40.46}{15 \times 47.6} = 0.057 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6.78}{30 \times 27} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA12 filantes+ 3HA12 (chap) pour le lit inférieur.
- 3HA 10 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

✓ **Plan de ferrailage de la poutre palière :**

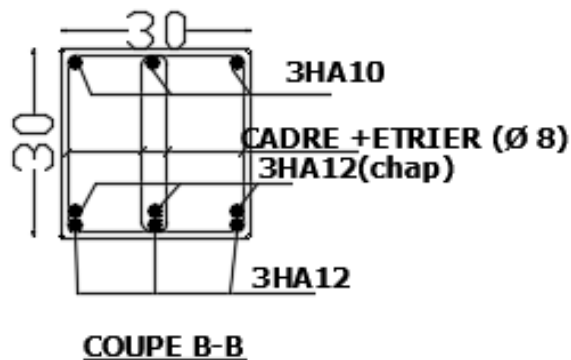
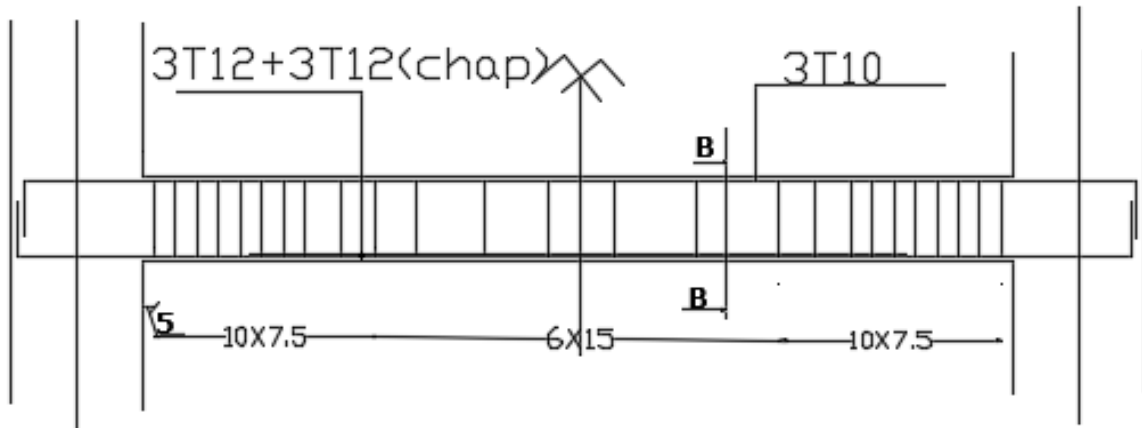


FIGURE III.6 Ferrailage de la poutre palière

III-7-Etude du porte à faux :

Dans notre projet, nous disposons aussi de porte à faux réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place, ils sont munis de poutres de chaînage en plus des murs extérieurs en double cloisons.

Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastree à ces deux extrémités.

III-7-1-Prédimensionnement de la poutre de chaînage :

Il faut rappeler que la longueur du porte à faux est de 3,90 m.

- La hauteur de la poutre est donnée par la condition du BAEL

$$\begin{aligned}\frac{l}{15} &\leq h \leq \frac{l}{10} \\ \Rightarrow \frac{390}{15} &\leq h \leq \frac{390}{10} \\ \Rightarrow 26 &\leq h \leq 39(cm)\end{aligned}$$

On prend: $h = 35 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre est donnée par :

$$\begin{aligned}0,40h &\leq b \leq 0,70h \\ 14 &\leq b \leq 24,5(cm)\end{aligned}$$

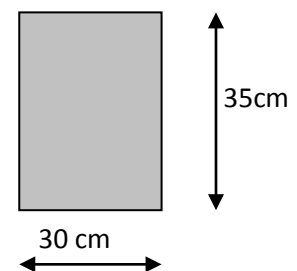
On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

➤ Vérifications (RPA 99.Art7.5.1) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1,16 \leq 4$$



Les dimensions de la poutre de chaînage.

III-7-2) Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre de chaînage :

Nous tenons à rappeler que :

- la largeur du porte à faux est de : 1.20 m
- la charge permanente du plancher est de : 5,28 KN/m²
- la surcharge d'exploitation est de : 1,5 KN/m² pour la dalle en corps creux
- la charge du mur est de: 2,36 KN/m²

On aura donc :

- poids propre du plancher : $5,28 \times \frac{0,65}{2} = 1,716 \text{ KN / ml}$
- poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63 \text{ KN / ml}$
- poids de la maçonnerie : $2,36 \times (3,06 - 0,25) = 6,51 \text{ KN / ml}$
- la charge d'exploitation : $1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ KN / ml}$
- **G_{TOT} = 10.86 KN/ml**

Combinaison des charges :

- à l'ELU : $Q_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,86 + 1,5 \times 0,49 = 15,40 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS : $Q_S = G + Q = 10,86 + 0,49 = 11,35 \text{ KN/ml}$

III-7-3-Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

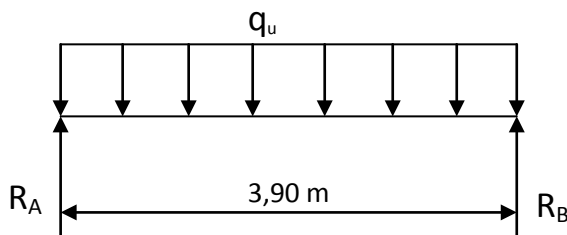


Fig III- 7-1-Schéma statique de calcul.

Les réactions d'appuis :
$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = 30,03 \text{ KN}$$

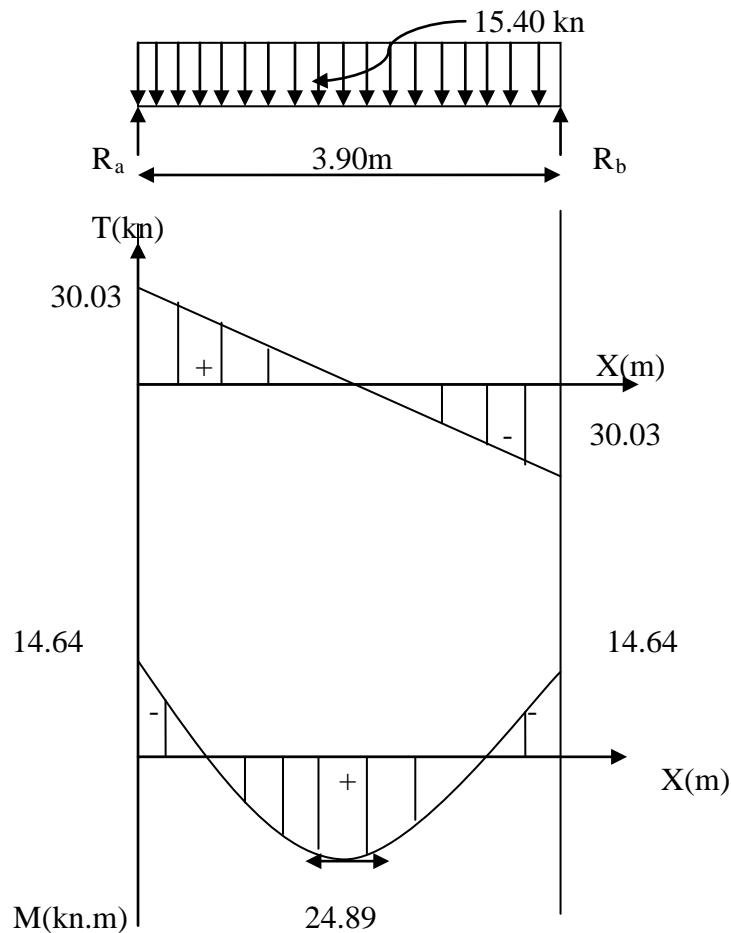
le moment isostatique :
$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15,40 \times (3,90)^2}{8} = 29,28 \text{ KNm}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs : d'après la méthode forfaitaire :

- en travée : $M_t = 0,85.M_0 = 24.89 \text{ KNm}$
- aux appuis : $M_a = -0,50.M_0 = -14.64 \text{ KNm}$

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**



III-7-2-2) Calcul des armatures :

soit un enrobage : $c = 3 \text{ cm}$ d'où : $d = 32 \text{ cm}$

En travée et aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} \qquad f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} \qquad \text{Avec :} \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre III : calcul des éléments

Zone	M_u (KNm)	μ_b	β	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Appuis	14.64	0,033	0,984	1.34	3 HA 10= 2.35
Travée	24.89	0,057	0,971	2.30	3 HA12 = 3.93

3) Armatures transversales : BAEL 91

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 10; 30) = 10mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier

$$A_t = 4T8 = 2,01cm^2$$

Espacement : d'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30cm\right)$$

$$S_t = 8.75 cm$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm$$

$$S_t = 15cm$$

III-7-4-Vérifications à effectuer à l'ELU_ : selon le BAEL 91

1) Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16cm^2$$

$$A_a = 2.35 cm^2 > A_{min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3.93 cm^2 > A_{min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.03 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,312 MPa$$

On a : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ condition vérifiée.

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Dans le béton :

$$V_{\max} \leq 0,267 \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} = 576.7 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les aciers :

$$A_a = 2.35 cm^2, \quad M_u^a = -14.64 KNm$$

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^a}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$\frac{1,15}{400} \left(30.03 - \frac{14.64}{0,9 \times 32} \right) = 0,084$$

Donc la condition est vérifiée.

III-7-5-Vérifications à effectuer à l'ELS : selon le BAEL 91

Il faut rappeler que : $q_s = 11.35 KN / ml$

- les réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{11.35 \times 3.9}{2} = 22.14 KN$

- le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 21.58 KNm$

- les moments après correction :

- en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 18.35 KNm$

- aux appuis : $M_a = -0,5 \cdot M_0 = -10.8 KNm$

1) Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{390} = 0,089 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_s^t}{M_0} = \frac{18,35}{10,21,58} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{30 \times 32} = 0,0041 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

2) Vérification des contraintes :

Les aciers : la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.

Le béton : à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 32} = 0,245$$

Du tableau, on aura : $\beta_1 = 0,935, \quad k_1 = 61,92$

$$\sigma_s = \frac{10,8 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 1,51} = 239 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{239}{61,92} = 3,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,93}{30 \times 32} = 0,409$$

Du tableau, on aura : $\beta_1 = 0,921, \quad k_1 = 48,29$

$$\sigma_s = \frac{24,89 \times 10^3}{0,921 \times 32 \times 2,35} = 359,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{359,4}{48,29} = 7,45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

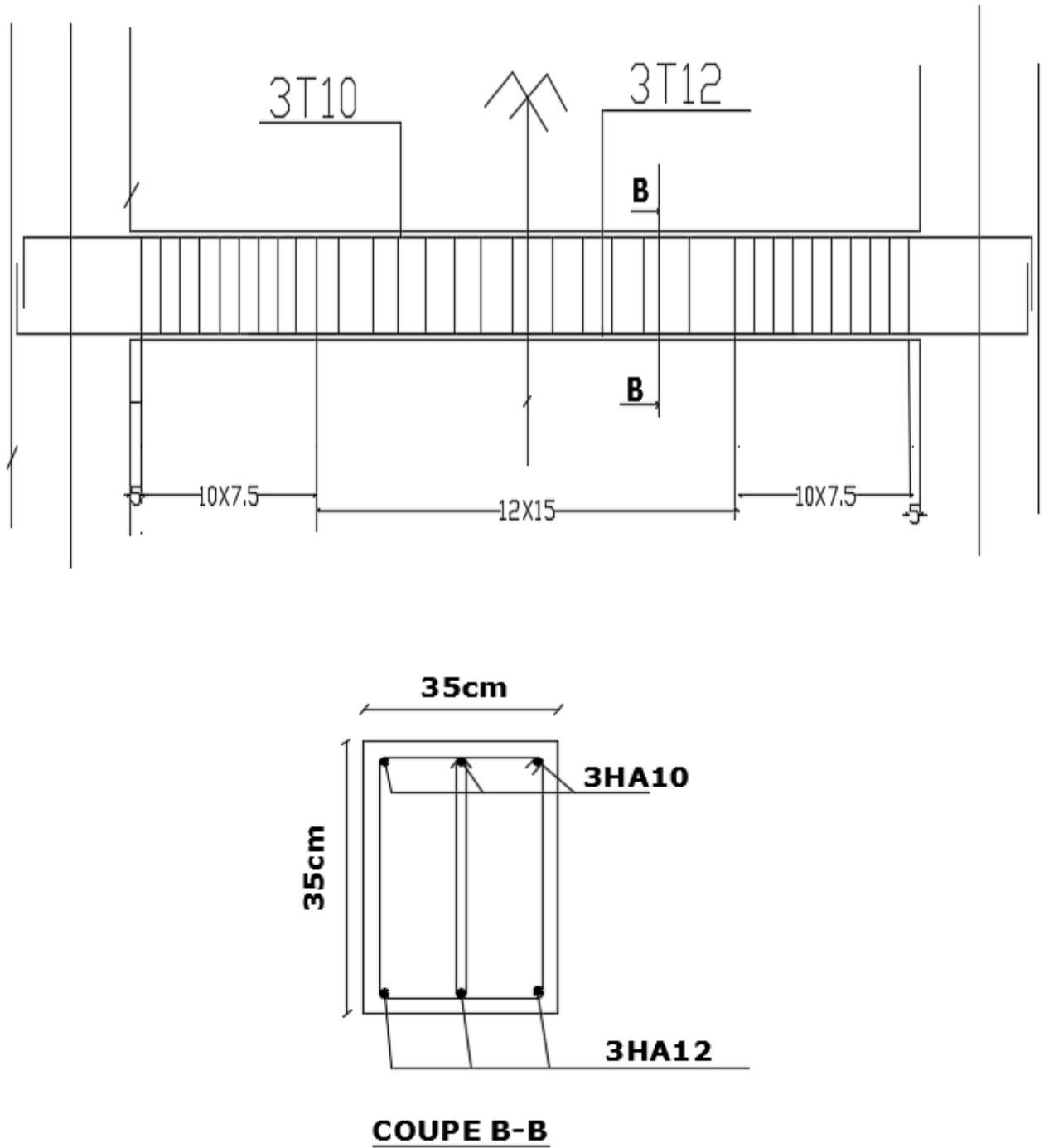


FIGURE III.7 Ferrailage de la poutre de chainage

Chapitre IV : étude de contreventement

IV.1. INTRODUCTION :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'un part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive)

IV.2. Caractéristiques géométriques de refends:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- **Les refends longitudinaux :**

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y \quad (e \ll L) \quad \longrightarrow \quad I_x = 0$$

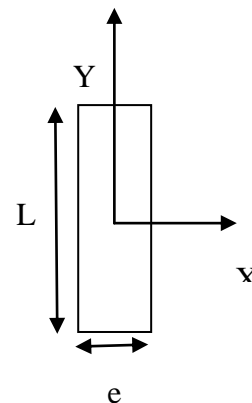


Figure IV.1: Refend longitudinal.

Chapitre IV : étude de contreventement

- Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12}$$

$$I_y \ll I_x \quad (e \ll L) \quad \longrightarrow \quad I_y = 0$$

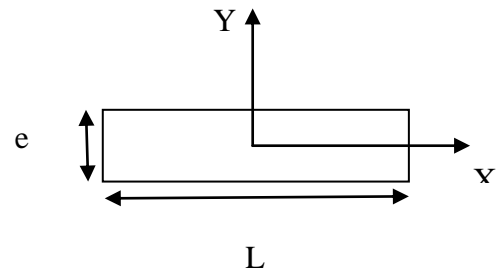


Figure IV.2 : Refend transversal.

Avec:

L: longueur de voile.

e: épaisseur de voile.

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

Sens longitudinal :

Voile	L(m)	e (m)	I_y (m ⁴)
Voile 01	1.00	0.2	0.017
Voile 02	1.00	0.2	0.017
Voile 03	1.00	0.2	0.017
Voile 04	1.00	0.2	0.017
Voile 05	1.8	0.2	0.097
Voile 06	1.8	0.2	0.097
Voile 07	1.8	0.2	0.097
Voile 08	1.8	0.2	0.097
Voile 09	1.1	0.2	0.002§

Tableau IV.1 : Inertie des voiles sens (x-x)

Sens transversal :

Voile	L(m)	e (m)	I_x (m ⁴)
Voile 01	1.8	0.2	0.097
Voile 02	1.8	0.2	0.097
Voile 03	1.8	0.2	0.097
Voile 04	1.8	0.2	0.097
Voile 05	1.0	0.2	0.017
Voile 06	1.0	0.2	0.017

Tableau IV.2 : Inertie des voiles sens (y-y)

IV.3 .Calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV.3.1. Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - Rectangulaire pour le vent.
 - Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.3.2.Etapes de calcul :

a) Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

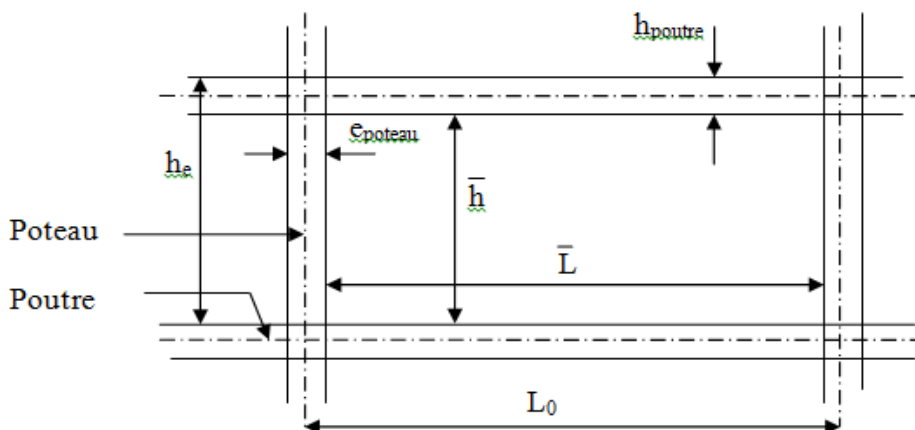


Figure IV-2 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

Chapitre IV : étude de contreventement

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$$

h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

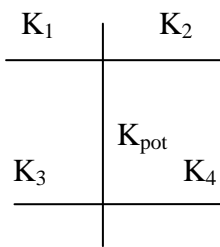
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

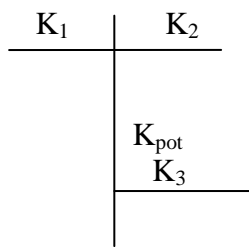
VI.4 : Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- Cas étage courant et RDC :

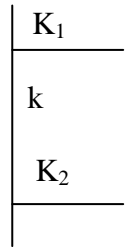
En général :
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

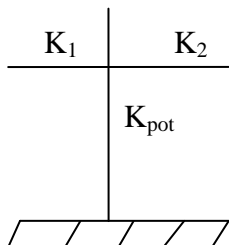


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

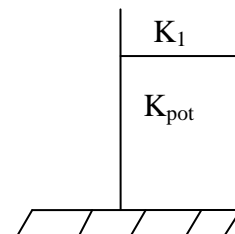


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

- Cas de S-SOL :



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Chapitre IV : étude de contreventement

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Rigidités linéaires des poutres principales (sens longitudinal) :

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{poutre} (cm ⁴)	L_c (cm)	K_{poutre} (m ³)
RDC 1-2	A-B	30	35	10.72×10^{-4}	327.5	3.27×10^{-4}
	B-C			10.72×10^{-4}	367.5	2.91×10^{-4}
	C-D			10.72×10^{-4}	327.5	3.27×10^{-4}
3-4-5	A-B	30	35	10.72×10^{-4}	332.5	3.22×10^{-4}
	B-C			10.72×10^{-4}	372.5	2.87×10^{-4}
	C-D			10.72×10^{-4}	332.5	3.22×10^{-4}
6-7-8	A-B	30	35	10.72×10^{-4}	337.5	3.17×10^{-4}
	B-C			10.72×10^{-4}	377.5	2.83×10^{-4}
	C-D			10.72×10^{-4}	337.5	3.17×10^{-4}

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres principales.

Rigidités linéaires des poutres secondaires (sens transversal) :

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{poutre} (m ⁴)	L_c (cm)	K_{poutre} (m ³)
RDC 1-2	1 - 2	30	30	6.75×10^{-4}	285	2.36×10^{-4}
	2 - 3				285	2.36×10^{-4}
	3 - 4				265	2.54×10^{-4}
	4 - 5				285	2.36×10^{-4}
	5 - 6				285	2.36×10^{-4}
3-4-5	1 - 2	30	30	6.75×10^{-4}	290	2.32×10^{-4}
	2 - 3				290	2.32×10^{-4}
	3 - 4				270	2.50×10^{-4}
	4 - 5				290	2.32×10^{-4}
	5 - 6				290	2.32×10^{-4}
6-7-8	1 - 2	30	30	6.75×10^{-4}	295	2.28×10^{-4}
	2 - 3				295	2.28×10^{-4}
	3 - 4				275	2.45×10^{-4}
	4 - 5				295	2.28×10^{-4}
	5 - 6				295	2.28×10^{-4}

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres secondaires.

Chapitre IV : étude de contreventement

Rigidités linéaires des poteaux(sens longitudinal) :

Niveaux	Poteaux	b (cm)	h (cm)	$I_{\text{poteau}} \text{ (m}^4\text{)}$	$h_c \text{ (cm)}$	$K_{\text{poteau}} \text{ (m}^3\text{)}$
RDC 1-2	1	40	40	21.33×10^{-4}	398	5.36×10^{-4}
	2				398	
	3				398	
	4				398	
	5				398	
	6				398	
3-4-5	1	35	35	12.5×10^{-4}	293.5	4.26×10^{-4}
	2				293.5	
	3				293.5	
	4				293.5	
	5				293.5	
	6				293.5	
6-7-8	1	30	30	6.75×10^{-4}	286	2.31×10^{-4}
	2				286	
	3				286	
	4				286	
	5				286	
	6				286	

Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

Rigidités linéaires des poteaux (sens transversal) :

Niveaux	poteaux	b (cm)	h (cm)	$I_{\text{poteau}} \text{ (m}^4\text{)}$	$h_c \text{ (cm)}$	$K_{\text{poteau}} \text{ (m}^3\text{)}$
RDC 1-2	A	40	40	21.33×10^{-4}	393	5.42×10^{-4}
	B				393	
	C				393	
	D				393	
3-4-5	A	35	35	12.5×10^{-4}	288.5	4.33×10^{-4}
	B				288.5	
	C				288.5	
	D				288.5	
6-7-8	A	30	30	6.75×10^{-4}	286	2.36×10^{-4}
	B				286	
	C				286	
	D				286	

Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux sens transversal

Chapitre IV : étude de contreventement

b) Coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- Cas d'étage courant et RDC :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- Cas S-SOL :

Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

c) Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{MPa}$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

d) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Rigidités des portiques (sens transversal) :

Niveau	Travée	$K_{\text{pout}} (\text{m}^3)$	Poteau	$K_{\text{pot}} (\text{m}^3)$	\bar{K}	a_{ij}	h_c (cm)	$r_j^i (\text{KN/m})$	R(N/m)
RDC 1-2	A - B B - C C - D	3.27×10^{-4} 2.91×10^{-4} 3.27×10^{-4}	A	5.42×10^{-4}	0.603	0.232	393	12366.53	63431.76
			B		1.104	0.363		19349.35	
			C		1.140	0.363		19349.35	
			D		0.603	0.232		12366.53	
3-4-5	A - B B - C C - D	3.22×10^{-4} 2.87×10^{-4} 3.22×10^{-4}	A	4.33×10^{-4}	0.744	0.271	288.5	15708.75	79297.32
			B		1.406	0.413		23939.91	
			C		1.406	0.413		23939.91	
			D		0.744	0.271		15708.75	
6-7-8	A - B B - C C - D	3.17×10^{-4} 2.83×10^{-4} 3.17×10^{-4}	A	2.36×10^{-4}	1.343	0.402	286	12804.18	61218
			B		2.542	0.559		17804.82	
			C		2.542	0.559		17804.82	
			D		1.343	0.402		12804.18	

Chapitre IV : étude de contreventement

Tableau IV.7 : Rigidités des portiques sens transversal

Rigidités des portiques (sens longitudinal) :

Niveau	Travée	$K_{pout}(m^3)$	Poteau	$K_{pot}(m^3)$	\bar{K}	a_{ij}	h_c (cm)	$r_j^i(N/m)$	$R(KN/m)$
RDC 1-2	1 - 2	2.36×10^{-4}	1	5.36×10^{-4}	0.440	0.180	398	9355.16	82856.98
	2 - 3	2.36×10^{-4}	2		0.881	0.306		15903.77	
	3 - 4	2.54×10^{-4}	3		0.914	0.314		16319.56	
	4 - 5	2.36×10^{-4}	4		0.914	0.314		16319.56	
	5 - 6	2.36×10^{-4}	5		0.881	0.306		15603.77	
					6	0.440		0.180	
3-4-5	1 - 2	2.32×10^{-4}	1	4.26×10^{-4}	0.545	0.214	293.5	11985.65	103950.3
	2 - 3	2.32×10^{-4}	2		1.089	0.353		19770.72	
	3 - 4	2.50×10^{-4}	3		1.131	0.361		20218.78	
	4 - 5	2.32×10^{-4}	4		1.131	0.361		20218.78	
	5 - 6	2.32×10^{-4}	5		1.089	0.353		19770.72	
					6	0.545		0.214	
6-7-8	1 - 2	2.28×10^{-4}	1	2.31×10^{-4}	0.987	0.325	286	31437.13	319085.26
	2 - 3	2.28×10^{-4}	2		1.974	0.312		62874.26	
	3 - 4	2.45×10^{-4}	3		2.048	0.551		65231.24	
	4 - 5	2.28×10^{-4}	4		2.048	0.551		65231.24	
	5 - 6	2.28×10^{-4}	5		1.974	0.312		62874.26	
					6	0.987		0.325	

Tableau IV.8 : Rigidités des portiques sens longitudinal

IV.5.Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_e^3} \text{ (voiles longitudinaux)}$$

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_x}{h_e^3} \text{ (voiles transversaux)}$$

avec :

h_e : hauteur d'étage

e :Module de Young

I_x et I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement

Chapitre IV : étude de contreventement

rigidités des voiles (sens longitudinal) :

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_y (m ⁴)	R_{xy}	$\sum R_{xy}$
8-7-6-5-4-3-2-1	VL1	276	0.017	312087.09	10005142.34
	VL2	276	0.017	312087.09	
	VL3	276	0.017	312087.09	
	VL4	276	0.017	312087.09	
	VL5	276	0.097	312087.09	
	VL6	276	0.097	1780731.69	
	VL7	276	0.097	1780731.69	
	VL8	276	0.097	1780731.69	
	VL9	276	0.089	1633867.22	
RDC	VL1	378	0.017	121486.36	3894709.79
	VL2	378	0.017	121486.36	
	VL3	378	0.017	121486.36	
	VL4	378	0.017	121486.36	
	VL5	378	0.097	693186.88	
	VL6	378	0.097	693186.88	
	VL7	378	0.097	693186.88	
	VL8	378	0.097	693186.88	
	VL9	378	0.089	636016.83	

Tableau IV.9 : Rigidités des voiles longitudinaux

Rigidités des voiles (sens transversal):

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_y (m ⁴)	R_{xy} (Kn/m)	$\sum R_{xy}$
8-7-6-5-4-3-2-1	VT1	271	0.097	1881125.89	8183867.28
	VT2	271	0.097	1881125.89	
	VT3	271	0.097	1881125.89	
	VT4	271	0.097	1881125.89	
	VT5	271	0.017	329681.86	
	VT6	271	0.017	329681.86	
RDC	VT1	373	0.097	721438.37	3138628.78
	VT2	373	0.097	721438.37	
	VT3	373	0.097	721438.37	
	VT4	373	0.097	721438.37	
	VT5	373	0.017	126437.65	
	VT6	373	0.017	126437.65	

Tableau IV.10 : Rigidités des voiles transversaux.

IV.6. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes (**calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé**), dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, et de comparer ces déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une (inertie fictive) puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.6.1. Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante : $I = \frac{f_n}{D_n}$ avec

D_n : déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

Δ_n : déplacement du portique au niveau n

f_n : flèche du refend au même niveau

I : inertie fictive du portique au niveau n

IV.6.2. Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est $I=1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : surface de trapèze $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré : $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$

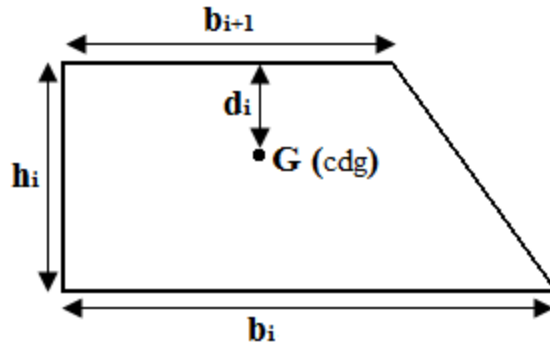


Figure IV.4. trapèze de calcul

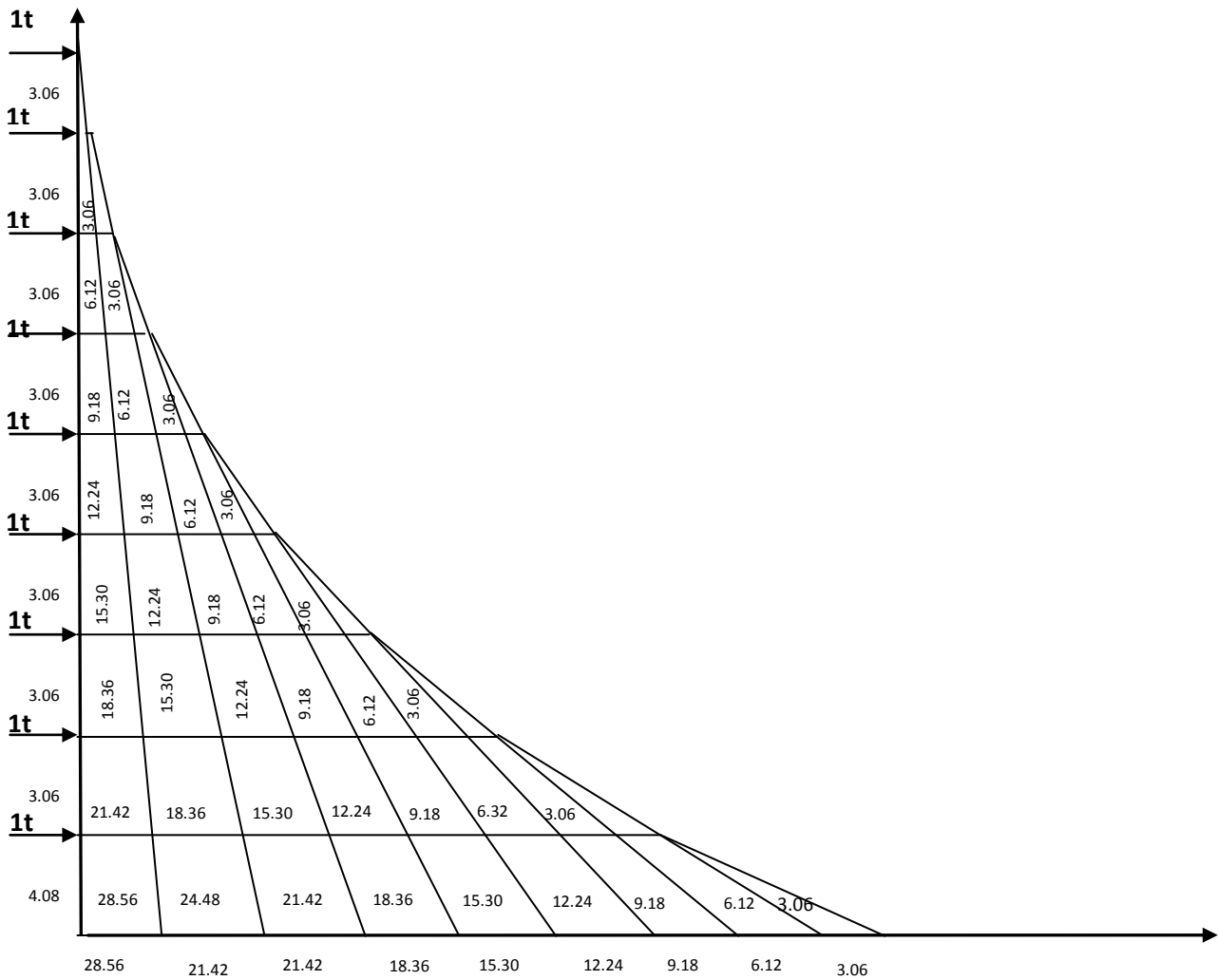


Figure IV.5. diagramme des moments des aires

Chapitre IV : étude de contreventement

niveau	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m ²)	S _i ×d _i	f _i ×EI
8	3.06	3.06	0	4.68	9.59	2627.13
7	3.06	9.18	3.06	18.57	33.14	2617.58
6	3.06	18.36	9.18	42.4	71.63	2584.05
5	3.06	30.6	18.30	74.90	124.33	2512.41
4	3.06	45.9	30.6	117.04	190.78	2388.06
3	3.06	64.26	45.9	168.54	273.03	2197.27
2	3.06	85.68	64.26	229.40	367.04	1924.24
1	3.06	110.16	85.68	299.64	476.43	1557.18
RDC	4,08	139.74	110.16	509.79	1080.75	1080.75

Tableau IV.11 : la flèche des moments des aires

IV.6.3. Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

- Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : hauteur d'étage.

M_n : moment d'étage avec M_n = T_n × h_e

T_n : effort tranchant au niveau n

Eθ : rotation d'étage avec :

$$\text{Pour les poteaux d'étages courants : } E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

$$\text{Pour les poteaux encastrés à la base : } E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

$$\text{Pour les poteaux articulés à la base : } E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Chapitre IV : étude de contreventement

Initie fictive des portiques (sens longitudinal) :

Niveau	portique	ΣK_{pn10-4}	ΣK_{tn10-4}	Mn	Mn+1	E ϕ_n	E ψ_n	E Δ_n	Dn= $\Sigma \Delta_n$	flèche Efn	Ien	ΣIen
8	1-2	13.86	11.57	3.06	0	110.20	294.18	900.19	4500.95		0.58	2.9
	2-3	13.86	11.57	3.06	0	110.20	294.18	900.19			0.58	
	3-4	13.86	11.57	3.06	0	110.20	294.18	900.19			0.58	
	4-5	13.86	11.57	3.06	0	110.20	294.18	900.19			0.58	
	5-6	13.86	11.57	3.06	0	110.20	294.18	900.19		2627.13	0.58	
7	1-2	13.86	11.57	6.12	3.06	330.59	698.56	2137.59	10689.95		0.25	1.25
	2-3	13.86	11.57	6.12	3.06	330.59	698.56	2137.59			0.25	
	3-4	13.86	11.57	6.12	3.06	330.59	698.56	2137.59			0.25	
	4-5	13.86	11.57	6.12	3.06	330.59	698.56	2137.59			0.25	
	5-6	13.86	11.57	6.12	3.06	330.59	698.56	2137.59		2617.58	0.25	
6	1-2	13.86	11.57	9.18	6.12	550.99	1102.93	3374.97	16874.85		0.15	0.75
	2-3	13.86	11.57	9.18	6.12	550.99	1102.93	3374.97			0.15	
	3-4	13.86	11.57	9.18	6.12	550.99	1102.93	3374.97			0.15	
	4-5	13.86	11.57	9.18	6.12	550.99	1102.93	3374.97			0.15	
	5-6	13.86	11.57	9.18	6.12	550.99	1102.93	3374.97		2512.41	0.15	
5	1-2	25.56	11.78	12.24	9.18	972.22	1371.28	4196.12	20980.6		0.12	0.60
	2-3	25.56	11.78	12.24	9.18	972.22	1371.28	4196.12			0.12	
	3-4	25.56	11.78	12.24	9.18	972.22	1371.28	4196.12			0.12	
	4-5	25.56	11.78	12.24	9.18	972.22	1371.28	4196.12			0.12	
	5-6	25.56	11.78	12.24	9.18	972.22	1371.28	4196.12		2512.41	0.12	
4	1-2	25.56	11.78	15.3	12.24	974.11	1472.94	4507.19	22535.95		0.11	0.55
	2-3	25.56	11.78	15.3	12.24	974.11	1472.94	4507.19			0.11	

Chapitre IV : étude de contreventement

	3-4	25.56	11.78	15.3	12.24	974.11	1472.94	4507.19			0.11	
	4-5	25.56	11.78	15.3	12.24	974.11	1472.94	4507.19			0.11	
	5-6	25.56	11.78	15.3	12.24	974.11	1472.94	4507.19		2388.06	0.11	
3	1-2	25.56	11.78	18.36	15.3	1190.58	1789.17	5474.86	27374.3		0.08	0.4
	2-3	25.56	11.78	18.36	15.3	1190.58	1789.17	5474.86			0.08	
	3-4	25.56	11.78	18.36	15.3	1190.58	1789.17	5474.86			0.08	
	4-5	25.56	11.78	18.36	15.3	1190.58	1789.17	5474.86			0.08	
	5-6	25.56	11.78	18.36	15.3	1190.58	1789.17	5474.86		2197.27	0.08	
2	1-2	32.16	11.98	21.42	18.36	1383.56	1938.6	5932.12	29660.6		0.06	0.3
	2-3	32.16	11.98	21.42	18.36	1383.56	1938.6	5932.12			0.06	
	3-4	32.16	11.98	21.42	18.36	1383.56	1938.6	5932.12			0.06	
	4-5	32.16	11.98	21.42	18.36	1383.56	1938.6	5932.12			0.06	
	5-6	32.16	11.98	21.42	18.36	1383.56	1938.6	5932.12		1924.24	0.06	
1	1-2	32.16	11.98	24.48	21.42	1596.41	2230.74	6826.06	34130.3		0.05	0.25
	2-3	32.16	11.98	24.48	21.42	1596.41	2230.74	6826.06			0.05	
	3-4	32.16	11.98	24.48	21.42	1596.41	2230.74	6826.06			0.05	
	4-5	32.16	11.98	24.48	21.42	1596.41	2230.74	6826.06			0.05	
	5-6	32.16	11.98	24.48	21.42	1596.41	2230.74	6826.06		1557.18	0.05	
RDC	1-2	32.16	11.98	28.56	24.48	1507.5	2247.55	9170.01	45850.05		0.024	0.12
	2-3	32.16	11.98	28.56	24.48	1507.5	2247.55	9170.01			0.024	
	3-4	32.16	11.98	28.56	24.48	1507.5	2247.55	9170.01			0.024	
	4-5	32.16	11.98	28.56	24.48	1507.5	2247.55	9170.01			0.024	
	5-6	32.16	11.98	28.56	24.48	1507.5	2247.55	9170.01		1080.75	0.024	

Tableau IV.13 : inertie fictive des portiques longitudinaux

Chapitre IV : étude de contreventement

Initie fictive des portiques (sens transversal) :

Niveau	portique	ΣK_{pn10-4}	ΣK_{tn10-4}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	flèche $E f_n$	I_{en}	ΣI_{en}
8	A-B	9.44	9.17	3.06	0	139.04	409.17	1252.06	3756.18		0.70	2.1
	B-C	9.44	9.17	3.06	0	139.04	409.17	1252.06			0.70	
	C-D	9.44	9.17	3.06	0	139.04	409.17	1252.06		2627.13	0.70	
7	A-B	9.44	9.17	6.12	3.06	417.12	957.25	2929.19	8787.57		0.31	0.93
	B-C	9.44	9.17	6.12	3.06	417.12	957.25	2929.19			0.31	
	C-D	9.44	9.17	6.12	3.06	417.12	957.25	2929.19		2617.58	0.31	
6	A-B	9.44	9.17	9.18	6.12	695.20	1505.58	4607.07	13821.21		0.19	0.57
	B-C	9.44	9.17	9.18	6.12	695.20	1505.58	4607.07			0.19	
	C-D	9.44	9.17	9.18	6.12	695.20	1505.58	4607.07		2584.05	0.19	
5	A-B	17.32	9.31	12.24	9.18	958.65	1547.56	4735.53	14206.59		0.18	0.54
	B-C	17.32	9.31	12.24	9.18	965.65	1547.56	4735.53			0.18	
	C-D	17.32	9.31	12.24	9.18	965.65	1547.56	4735.53		2512.41	0.18	
4	A-B	17.32	9.31	15.3	12.24	1232.54	1968.68	6024.16	18072.48		0.13	0.39
	B-C	17.32	9.31	15.3	12.24	1232.54	1968.68	6024.16			0.13	
	C-D	17.32	9.31	15.3	12.24	1232.54	1968.68	6024.16		2388.06	0.13	
3	A-B	17.32	9.31	18.36	15.3	1506.44	2389.81	7312.82	21938.46		0.10	0.30
	B-C	17.32	9.31	18.36	15.3	1506.44	2389.81	7312.82			0.10	
	C-D	17.32	9.31	18.36	15.3	1506.44	2389.81	7312.82		2197.27	0.10	
2	A-B	21.68	9.45	21.42	18.36	1753.97	2577.31	7886.57	23659.71		0.08	0.24
	B-C	21.68	9.45	21.42	18.36	1753.97	2577.31	7886.57			0.08	
	C-D	21.68	9.45	21.42	18.36	1753.97	2577.31	7886.57		1924.24	0.08	
1	A-B	21.68	9.45	24.48	21.42	2023.81	2964.78	9072.23	27216.69		0.06	0.18

Chapitre IV : étude de contreventement

	B-C	21.68	9.45	24.48	21.42	2023.81	2964.78	9072.23			0.06	
	C-D	21.68	9.45	24.48	21.42	2023.81	2964.78	9072.23		1557.18	0.06	
RDC	A-B	21.68	9.45	28.56	24.48	1963.28	3061.06	12489.12	37467.36		0.03	0.09
	B-C	21.68	9.45	28.56	24.48	1963.28	3061.06	12489.12			0.03	
	C-D	21.68	9.45	28.56	24.48	1963.28	3061.06	12489.12		1080.75	0.03	

Tableau IV.14 : inertie fictive des portiques transversaux

Chapitre IV : étude de contreventement

Résumé des inerties fictives des portiques :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	moyennes
sens longitudinal	2.9	1.25	0.75	0.60	0.55	0.4	0.3	0.25	0.12	0.791
sens transversal	2.1	0.93	0.57	0.54	0.39	0.3	0.24	0.18	0.09	0.593

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Sens longitudinal :**

	Inerties (m ²)	Pourcentage (%)
Portiques	0.791	62.33
Voiles	0.478	37.67
Portiques +voiles	1.269	100

- **Sens transversal :**

	Inerties (m ²)	Pourcentage (%)
Portiques	0.593	58.42
Voiles	0.422	41.58
Portiques +voiles	1.015	100

Conclusion :

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grandes que celles des voiles.

D'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques** », les recommandations suivantes :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
2. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

V.1. Modélisation :

V.1.1 Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.7.0**

V.1.2. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structure.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux.
- > Le calcul des éléments.
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- > La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- > Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

V.1.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle;
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003

qui dépend de :

- Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone sismique : II }
Groupe d'usage : 2 } A= 0.15

- Coefficient de comportement **R = 5** (contreventement mixte)

- Coefficient d'amortissement **ξ : 8.5 %**

- SITE : 2 (ferme)

- Le facteur de qualité **Q**

6. Définition de la charge sismique E ;
7. Chargement des éléments ;
8. Introduction des combinaisons d'actions ;

Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: $G+Q+E$

08GE: $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

V.2. Vérification des conditions du RPA :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2.1. Choix de la méthode de calcul :

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

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

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci :

V.2.2. La méthode modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

On doit vérifier les conditions suivantes :

1. Le pourcentage de participation massique
2. L'effort tranchant à la base
3. Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
4. L'excentricité
5. L'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit dans les poteaux.

1. Pourcentage de participation de la masse modale : (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,963652	72,2483	0,0000	0,0000	72,2483	0,0000	0,9040
	2	0,958040	0,0000	74,3357	0,0000	72,2484	74,3357	0,0007
	3	0,880193	1,1266	0,0005	0,0000	73,3749	74,3362	74,8074
	4	0,268561	0,0286	14,8374	0,0000	73,4036	89,1737	0,0139
	5	0,266384	12,9986	0,0421	0,0000	86,4022	89,2158	1,7440
	6	0,250565	2,5801	0,0030	0,0000	88,9823	89,2188	12,3994
	7	0,128631	1,8179	0,0013	0,0000	90,8002	89,2200	0,3057
	8	0,125709	0,0003	3,0875	0,0000	90,8005	92,3075	0,0009
	9	0,119242	0,5950	0,0000	0,0000	91,3955	92,3076	2,8016
	10	0,113415	0,0021	2,3765	0,0000	91,3976	94,6841	0,0001
	11	0,111814	0,7854	0,0000	0,0000	92,1830	94,6841	0,0310
	12	0,108277	2,2895	0,0012	0,0000	94,4725	94,6853	1,9204

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 7 ($90.802 \geq 90\%$).>
à 3 mode

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 8 ($9.3075 \geq 90\%$).>
à 3 mode

d'où la condition du RPA est vérifiée.

2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA}

V_{ETABS} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{RPA} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (\text{Art 4.1 du RPA 99})$$

$A = 0,15$ (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

$R = 5$ (valeur du coefficient de comportement : chapitre 04).

$W = 22689.37$ (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

➤ **Calcul de facteur de qualité Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

Régularité en plan :

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Donc la régularité en plan **non vérifié** $P_q = 0,05$

Condition de régularité en élévation :

- La continuité des systèmes de contreventement :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même

Nature **Condition vérifiée**

La vérification des masses et rigidités :

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment.....**condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le séisme de 2003.

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	OUI	0
4. régularité en élévation.	OUI	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.1		

➤ **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Avec } D \leq 2.5$$

T₂ période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA)

Site S3 (meuble) donc T₂=0.5

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 = 0.816$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

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

Donc pour notre cas on prend $\xi = 8.5 \%$.

$$0.5s < T_{RPA} = 0.806 < 3 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.963}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.32$$

Application numérique :

$$V_{RPA} = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.20 \times 22687.37}{5}$$

$$V_{RPA} = 1078.10$$

$$0.8V_{RPA} = 862.48$$

➤ **L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :**

Pour obtenir l'effort tranchant par ETABS on suit les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → **Model Information** → **Building Modal Information** → **Response Spectrum Base Réaction** et choisir la combinaison **E**

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	1013,31	-0,35	0,00	7,658	21500,299	-5540,382
	EX	2	U1	0,00	0,71	0,00	-15,038	0,010	5,446
	EX	3	U1	16,79	-0,36	0,00	7,674	342,343	-94,006
	EX	4	U1	0,62	14,14	0,00	-40,586	1,864	104,484
	EX	5	U1	282,01	-16,06	0,00	47,417	906,639	-1694,236
	EX	6	U1	55,98	1,90	0,00	-6,739	260,133	-299,073
	EX	7	U1	44,55	1,17	0,00	-5,129	219,568	-232,697
	EX	8	U1	0,01	-0,75	0,00	3,424	0,044	-5,783
	EX	9	U1	15,32	-0,12	0,00	1,369	45,620	-81,805
	EX	10	U1	0,06	-1,87	0,00	6,053	0,193	-14,600
	EX	11	U1	20,98	0,13	0,00	-0,455	74,314	-112,317
	EX	12	U1	62,23	1,42	0,00	-5,185	220,842	-327,291
	EX	All	All	1088,32	1,22	0,00	6,817	21789,044	5958,540
	EY	1	U2	-0,35	0,00	0,00	-0,003	-7,410	1,909
	EY	2	U2	0,71	1045,78	0,00	-22055,500	14,720	7988,032
	EY	3	U2	-0,36	0,01	0,00	-0,167	-7,438	2,042
	EY	4	U2	14,14	321,91	0,00	-923,877	42,421	2378,403
	EY	5	U2	-16,06	0,91	0,00	-2,700	-51,628	96,477
	EY	6	U2	1,90	0,06	0,00	-0,229	8,844	-10,167
	EY	7	U2	1,17	0,03	0,00	-0,135	5,771	-6,116
	EY	8	U2	-0,75	76,85	0,00	-350,354	-4,479	591,795
	EY	9	U2	-0,12	0,00	0,00	-0,011	-0,355	0,637
	EY	10	U2	-1,87	62,99	0,00	-203,827	-6,513	491,680
	EY	11	U2	0,13	0,00	0,00	-0,003	0,466	-0,705
	EY	12	U2	1,42	0,03	0,00	-0,118	5,024	-7,446
	EY	All	All	1,22	1105,84	0,00	22090,697	7,100	8450,339

- Global FX : dans le sens xx :

$$V_{etabs} = 1088.32 \text{ kN}$$

- Global Fy : dans le sens yy :

$$V_{etabs} = 1105.84 \text{ kN}$$

- Vérification :

-Sens xx : $V_{etabs} = 1088.32 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 862.48 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

-Sens yy : $V_{etabs} = 1105.84 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 862.48 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**

Justification vis-à-vis des déformations, D'après le RPA 99 (art 5.10),

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

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

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Avec :

* δ_K : déplacement latérale au niveau K

* δ_{K-1} : déplacement latérale au niveau K-1.

Story	UX	Uy	$\delta_X(m)$	$\Delta_{kx}=\delta_k-\delta_{k-1}$	$\delta_Y (m)$	$\Delta_{ky}=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% h(m)	condition
Terrasse 1	0.0212	0.0210	0.106	0.0025	0.105	0.003	0.0306	CV
Terrasse	0.0207	0.0204	0.1035	0.0115	0.102	0.0105	0.0306	CV
ETG 7	0.0184	0.0183	0.092	0.012	0.0915	0.0115	0.0306	CV
ETG 6	0.0160	0.0160	0.08	0.0125	0.08	0.0125	0.0306	CV
ETG 5	0.0135	0.0135	0.0675	0.014	0.0675	0.013	0.0306	CV
ETG 4	0.0107	0.0109	0.0535	0.0135	0.0545	0.0135	0.0306	CV
ETG 3	0.0080	0.0082	0.04	0.013	0.041	0.013	0.0306	CV
ETG 2	0.0054	0.0056	0.027	0.0115	0.028	0.012	0.0306	CV
ETG 1	0.0031	0.0032	0.0155	0.0095	0.016	0.01	0.0306	CV
RDC	0.0012	0.0012	0.006	0.006	0.006	0.006	0.0408	CV

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Sens x-x :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}	$\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse1	136.49	3.06	0.0025	21.5	0.005	cv
Terrasse	2869.3	3.06	0.0115	283.21	0.038	cv
ETG 7	5295.05	3.06	0.012	474.48	0.043	cv
ETG 6	7720.81	3.06	0.0125	619.22	0.05	cv
ETG 5	10206.24	3.06	0.014	740.92	0.063	cv
ETG 4	12691.66	3.06	0.0135	846.21	0.003	cv
ETG 3	15177.09	3.06	0.013	934.31	0.069	cv
ETG 2	17731.37	3.06	0.0115	1008.69	0.066	cv
ETG 1	20285.64	3.06	0.0095	1064.83	0.059	cv
RDC	22687.37	4.08	0.006	1088.32	0.003	cv

Tableau V.7: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{ky} (m)	V_{ky} (m)	θ_{ky}	$\theta_{ky} \leq 0.1$
Terrasse 1	136.49	3.06	0.003	23.32	0.0057	cv
Terrasse	2869.3	3.06	0.0105	284.17	0.0346	cv
ETG 7	5295.05	3.06	0.0115	476.88	0.0417	cv
ETG 6	7720.81	3.06	0.0125	624.38	0.0505	cv
ETG 5	10206.24	3.06	0.013	749.4	0.0578	cv
ETG 4	12691.66	3.06	0.0135	857.79	0.0652	cv
ETG 3	15177.09	3.06	0.013	948.02	0.068	cv
ETG 2	17731.37	3.06	0.012	1023.78	0.0679	cv
ETG 1	20285.64	3.06	0.01	1081.32	0.0613	cv
RDC	22687.37	4.08	0.006	1105.84	0.0301	cv

Tableau V.8: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$f_{adm} = \frac{28.56}{500} = 0,0571 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

➤ **Suivant E_x :**

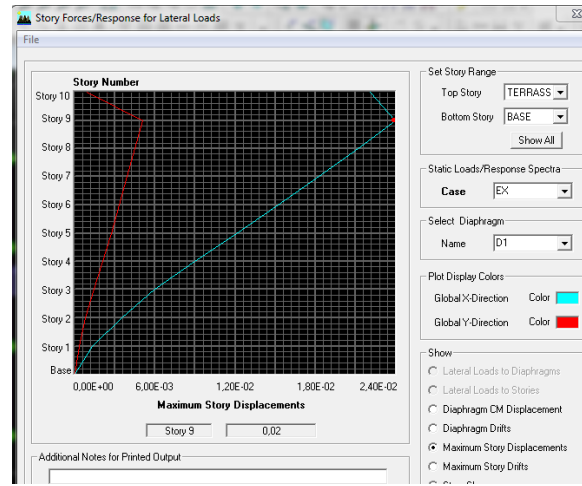


Figure V.1 : Déplacement maximal dans le sens (xx).

$$\delta_{Max} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = 0.0571 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant E_y :**

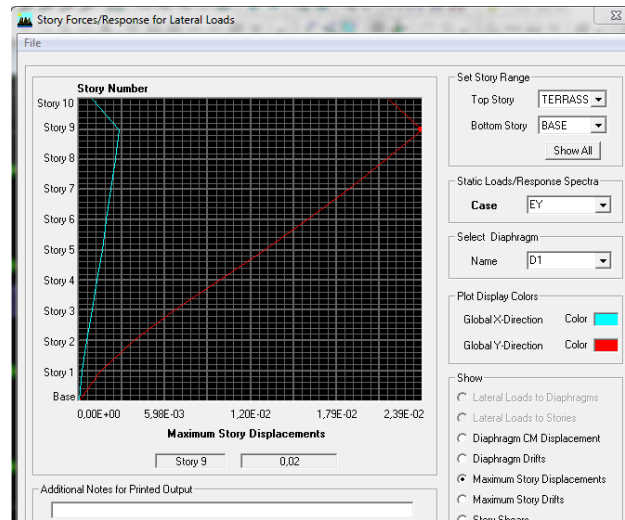


Figure V.2 : Déplacement maximal dans le sens (yy).

$$\delta_{Max} = 0.02 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = 0.0571 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Vérification de l'excentricité : D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7)

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x :

Story	Diaphragm	X _{CM}	X _{CR}	X _{CM} -X _{CR}	5% L _x	condition
RDC	D1	7.634	7.593	0.041	0.885	CV
ET1	D2	7.616	7.617	0.001	0.885	CV
ET 2	D3	7.63	7.624	0.006	0.885	CV
ET 3	D4	7.63	7.629	0.001	0.885	CV
ET4	D5	7.63	7.633	0.003	0.885	CV
ET 5	D6	7.629	7.636	0.007	0.885	CV
ET 6	D7	7.629	7.639	0.01	0.885	CV
ET 7	D8	7.629	7.641	0.012	0.885	CV
TERASSE	D9	7.642	7.643	0.001	0.885	CV
Terrasse 1	D10	7.65	7.649	0.001	0.885	CV

Tableau V.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x.

Sens y-y :

Story	Diaphragm	Y _{CM}	Y _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}	5% L _y	condition
RDC	D1	5.537	6.008	0.471	0.568	CV
ET 1	D2	5.468	6.017	0.549	0.568	CV
ET 2	D3	5.498	5.893	0.395	0.568	CV
ET 3	D4	5.499	5.757	0.258	0.568	CV
ET4	D5	5.499	5.621	0.122	0.568	CV
ET 5	D6	5.499	5.487	0.012	0.568	CV
ET 6	D7	5.5	5.35	0.15	0.568	CV
ET 7	D8	5.5	5.213	0.287	0.568	CV
TERASSE	D9	5.326	5.095	0.231	0.568	CV
Terrasse 1	D10	5.45	5.414	0.036	0.568	CV

Tableau V.4 : vérification de l'excentricité suivant y-y.

Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

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

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

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

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

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de (40x 40) :

$$N_d = 1089.64 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1089.64 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 664.8 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{664.8 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0,21 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Poteaux 30x30 :**

$$N_d = 560,62 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{348.54 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 25} = 0,17 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

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

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

VI.1. Ferrailage des poteaux :

VI.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7.0), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

❖ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0.8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

VI.1.2.Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% b.h**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (40x40)	12.8	64	96
Poteaux (35x35)	9.8	49	73.5
Poteaux (30x30)	7.2	36	54

Tableau V.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.

VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

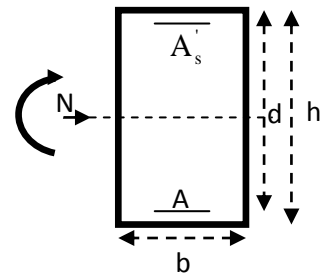
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

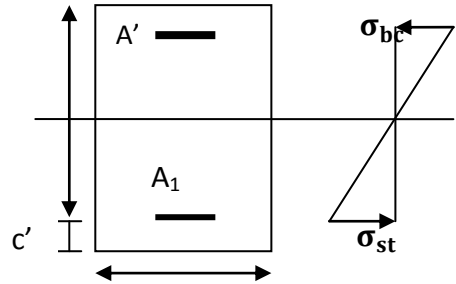
- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

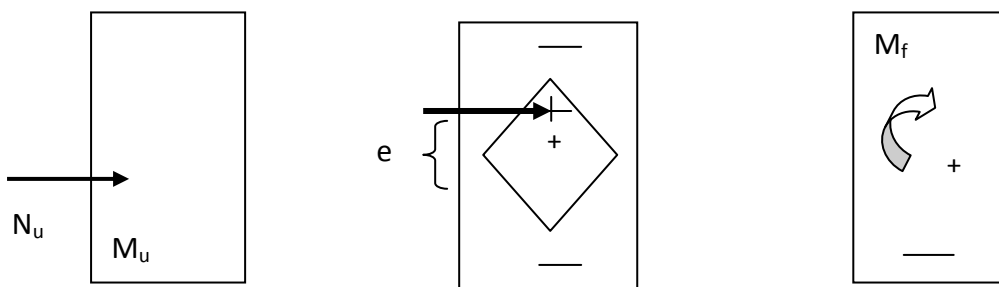
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures

Deux cas peuvent se présenter



Chapitre VI : ferrailage des poteaux

- 1er cas :

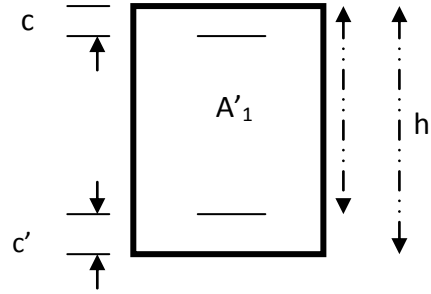
Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_{1'} > 0$$

La section d'armature :

$$A_{1'} = \frac{M_f(d-0.5h) bh f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_{1'}$$



- 2^{ème} cas :

Si $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est simplement armée

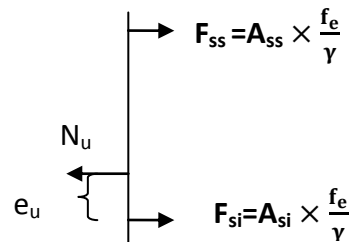
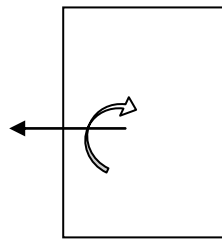
$$A_2 > 0 \text{ et } A_{1'} = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

Calcul du ferrailage des poteaux:

Sens xx :

niveau	poteau	N(kn)	M(kn.m)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC ,Et1,Et2	40x40	N _{min} = -1327.45	M _{cor} =-2.692	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		N _{max} = 210.43	M _{cor} =6.519	SET	2.12	3.14			
		N _{cor} = -201.89	M _{max} =69.512	SPC	0	2.32			
Et3,et4,et 5	35x35	N _{min} = -887.23	M _{cor} =2.662	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		N _{max} = -40.25	M _{cor} =1.623	SEC	0	0			
		N _{cor} = -140.16	M _{max} =55.423	SPC	0	2.74			
Et6,et7,et 8	30x30	N _{min} = -461.38	M _{cor} = 2.989	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
		N _{max} = - 0.91	M _{cor} =0.656	SPC	0	0.05			
		N _{cor} = - 41.67	M _{max} =34.781	SPC	0	2.82			

Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

Sens yy :

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC ,Et1,Et2	40x40	N _{min} = - 1327.45	M _{cor} = -1.533	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		N _{max} = 210.43	M _{cor} = 1.652	SET	2.47	2.79			
		N _{cor} =- -312.5	M _{max} =63.302	SPC	0	0.5			
Et3,et4,et 5	35x35	N _{min} = - 887.23	M _{cor} = 2.054	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		N _{max} = - 40.25	M _{cor} = 0.411	SEC	0	0			
		N _{cor} = - 189.7	M _{max} =61.677	SPC	0	2.69			
Et6,et7,et 8	30x30	N _{min} = - 461.38	M _{cor} = 3.151	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
		N _{max} = - 0.91	M _{cor} = - 0.004	SEC	0	0			
		N _{cor} = - 58.99	M _{max} =45.293	SPC	0	3.09			

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Chapitre V I: ferrailage des poteaux

Diamètre des armatures transversales:(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

❖ **Selon le BAEL 91** (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \mathbf{18\text{cm}} \quad \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003** (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 15; 12\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq \mathbf{12 \text{ cm}} \quad \text{soit : } S_t = \mathbf{10\text{cm}}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \mathbf{10 \text{ cm}} \quad \text{soit: } S_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec : **b₁** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = \mathbf{0.707 l_0}$$

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ Poteaux (40 x 40)

✓ RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.08}{0.40} = 7.21 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

✓ Etage 1 et 2 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.40} = 5.40 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ Poteaux (35 x 35) :

✓ Etage 3, 4 et 5 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ Poteaux (30 x 30) :

✓ Etage 6, 7, et 8 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.3} = 7.21 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art. 7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

Chapitre VI: ferrailage des poteaux

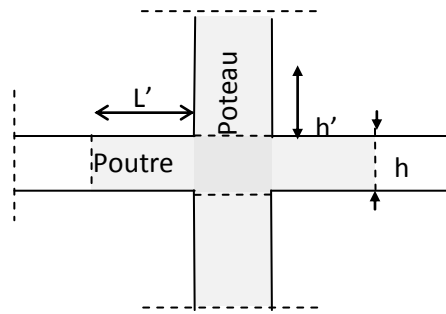


FIG : Zone nodale

	H	h'
Poteau (40 x 40)	4.08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 63 \text{ cm}$
	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35 x 35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (30x 30)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodal

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la **zone II** : $L_r = 40\Phi$
 $\Phi 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$
 $\Phi 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
 $\Phi 12 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de:

calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40x40	4.08	40	37	50.01	7.21	0.075	0.34	1.875	CV
	3.06	40	37	50.01	5.4	0.075	0.34	1.875	CV
35x35	3.06	35	32	42.73	6.18	0.075	0.38	1.875	CV
30x30	3.06	35	27	31.19	7.21	0.075	0.33	1.875	CV

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

A. Vérification des contraintes a l'ELS :

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \\ Q = -2L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \quad \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \quad \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

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

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

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

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

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Chapitre VI: ferrailage des poteaux

Sens x-x :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC ET1 ,ET2	$N_{min}=-965.5$	$M_{cor}=-1.092$	4.67	70.3	72.7	4.86	15	348	CV
	$N_{max}= -282.05$	$M_{cor}=-0.346$	1.36	20.5	21.3	1.42	15	348	CV
	$N_{cor}=-532.65$	$M_{max}=27.806$	4.28	60.5	18.9	0.97	15	348	CV
Et3 ,Et4, Et5	$N_{min}=-645.9$	$M_{cor}=1.498$	4.29	64	61.4	4.07	15	348	CV
	$N_{max}= -131.24$	$M_{cor}=-0.085$	0.84	12.6	12.9	0.86	15	348	CV
	$N_{cor}=-294.13$	$M_{max}=28.323$	4.56	61.4	-5.05	0	15	348	CV
Et6,Et7, Et8	$N_{min}=-336.31$	$M_{cor}=2.296$	3.17	46.6	39.6	2.57	15	348	CV
	$N_{max}= -23.12$	$M_{cor}=-0.143$	0.18	2.69	3.22	0.22	15	348	CV
	$N_{cor}=-86.23$	$M_{max}=27.8$	5.6	64.4	-88.7	0	15	348	CV

Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS (sens x-x).

Sens y-y :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC ET1 ,ET2	$N_{min}=-965.5$	$M_{cor}=-1.923$	4.62	69.6	73.3	4.91	15	348	CV
	$N_{max}= -282.05$	$M_{cor}=0.191$	1.39	20.9	20.9	1.39	15	348	CV
	$N_{cor}=-726.71$	$M_{max}=13.61$	4.38	63.9	43.9	2.79	15	348	CV
Et3 ,Et4, Et5	$N_{min}=-645.9$	$M_{cor}=1.932$	4.33	64.5	60.9	4.03	15	348	CV
	$N_{max}= -131.24$	$M_{cor}=0.14$	0.86	12.8	12.7	0.84	15	348	CV
	$N_{cor}=-209.08$	$M_{max}=12.686$	2.51	34.6	6.35	0.19	15	348	CV
Et6,Et7, Et8	$N_{min}=-336.31$	$M_{cor}=2.17$	3.02	44.5	38.3	2.49	15	348	CV
	$N_{max}= -23.12$	$M_{cor}=0.244$	0.22	3.21	2.49	0.16	15	348	CV
	$N_{cor}=-86.23$	$M_{max}=12.265$	2.52	31.7	-16.5	0	15	348	CV

Tableau VI.1.7 : vérifications à l'ELS (sens y-y).

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{adopter_} \geq A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC ET1 ,ET2	$N_{min}=-965.5$	$M_{cor}=-1.092$	0.001	4.29	14.19	CV
	$N_{max}= -282.05$	$M_{cor}=-0.346$	0.001	4.29		CV
	$N_{cor}=-532.65$	$M_{max}=27.806$	0.052	4.33		CV
Et3 ,Et4, Et5	$N_{min}=-645.9$	$M_{cor}=1.498$	0.002	3.26	10.67	CV
	$N_{max}= -131.24$	$M_{cor}=-0.085$	0.0006	3.25		CV
	$N_{cor}=-294.13$	$M_{max}=28.323$	0.096	3.28		CV
Et6,Et7, Et8	$N_{min}=-336.31$	$M_{cor}=2.296$	0.007	2.36	9.05	CV
	$N_{max}= -23.12$	$M_{cor}=-0.143$	0.006	2.35		CV
	$N_{cor}=-86.23$	$M_{max}=27.8$	0.322	2.44		CV

Chapitre VI : ferrailage des poteaux

Tableau V.1.8 : vérifications Condition de nom fragilité (sens x-x).

Sens y-y :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm^2)	A adopter (cm^2)	OBS
RDC ET1 ,ET2	$N_{min}=-965.5$	$M_{cor}=-1.923$	0.199	4.37	14.19	CV
	$N_{max}= -282.05$	$M_{cor}=0.191$	0.0007	4.29		CV
	$N_{cor}=-726.71$	$M_{max}=13.61$	0.018	4.31		CV
Et3 ,Et4, Et5	$N_{min}=-645.9$	$M_{cor}=1.932$	0.003	3.26	10.67	CV
	$N_{max}= -131.24$	$M_{cor}=0.14$	0.001	3.25		CV
	$N_{cor}=-209.08$	$M_{max}=12.686$	0.061	3.27		CV
Et6,Et7, Et8	$N_{min}=-336.31$	$M_{cor}=2.17$	0.006	2.35	9.05	CV
	$N_{max}= -23.12$	$M_{cor}=0.244$	0.011	2.36		CV
	$N_{cor}=-86.23$	$M_{max}=12.265$	0.142	2.39		CV

Tableau V.1.9 : vérifications Condition de nom fragilité (sens y-y)

Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ **Poteaux (40×40) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,2cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01cm^2$

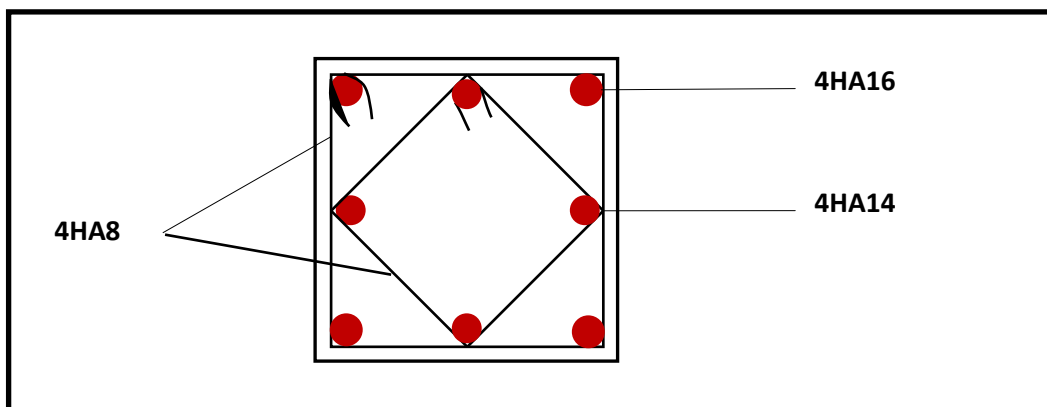


FIGURE VI.2: Ferrailage Poteau 40x40

➤ **Poteaux (35×35) :**

- Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01cm^2$

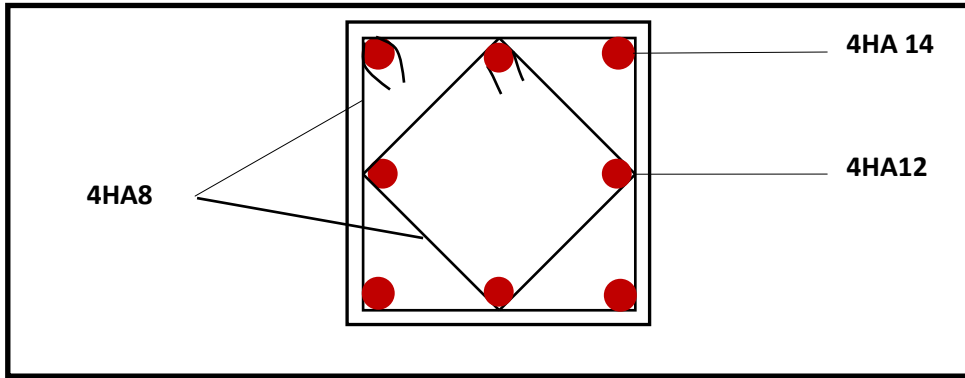


FIGURE VI.3 : Ferrailage Poteau 35x35

➤ **Poteaux (30x30) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4 HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

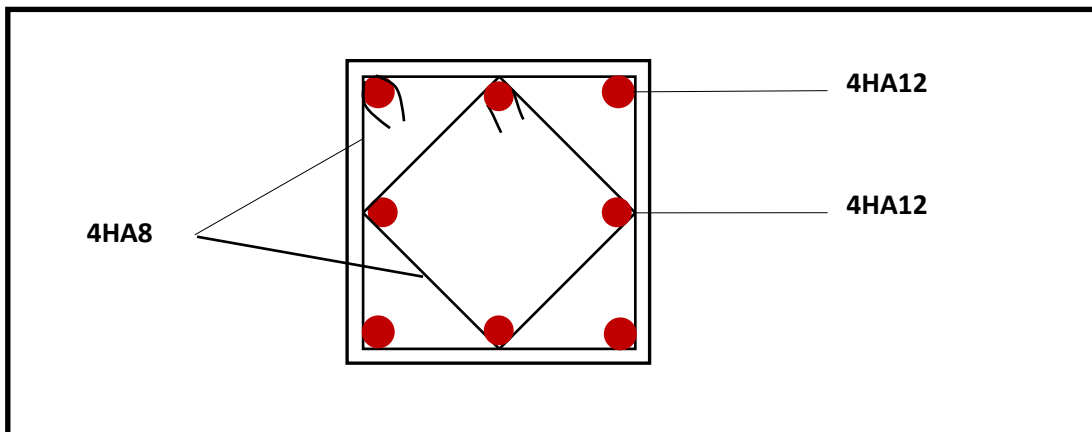


FIGURE VI.4 : Ferrailage Poteau 30x30

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

1.35G + 1.5Q : à L'ELU.

G + Q : à L'ELS.

G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.

0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VI.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

VI.2.1. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)

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

$$A_{\min} = 0.5\% b h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\max}=4\% b h$ en zone courante.

$A_{\max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.

	0.5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales (30*35)	5.25	42	63
Poutres secondaires (30*30)	4.5	36	54

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø pour la zone II_a.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

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

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\text{Ø} \right);$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

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

VI.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1=0.392$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1=0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1=0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

$$\text{On Calcul: } M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

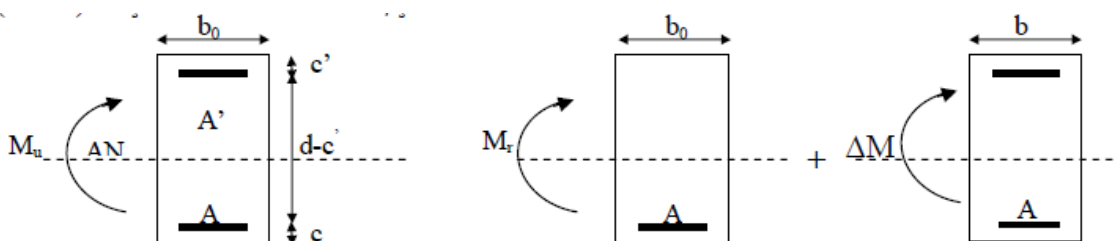


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI.2.4. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Poutres principales :

En travée :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC	81.279	0.186	SSA	0.896	7.09	5.25	3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 1	106.146	0.243	SSA	0.858	9.67		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 2	112.685	0.258	SSA	0.848	10.38		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 3	108.266	0.248	SSA	0.855	9.89		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 4	100.11	0.229	SSA	0.867	9.03		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 5	87.087	0.199	SSA	0.888	7.66		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 6	71.312	0.163	SSA	0.911	6.12		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 7	58.495	0.134	SSA	0.928	4.93		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
terrasse	43.817	0.100	SSA	0.947	3.62		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Salle machine	17.985	0.041	SSA	0.980	1.43		3HA12	3.39

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principales en travée.

En appuis :

Niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC	94.208	0.215	SSA	0.878	8.38	5.25	3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 1	106.658	0.244	SSA	0.858	9.71		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 2	110.849	0.254	SSA	0.851	10.15		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 3	110.198	0.252	SSA	0.852	10.10		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 4	103.693	0.237	SSA	0.863	9.39		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 5	99.586	0.228	SSA	0.869	8.95		3HA16+3HA14 (chap)	10.65
Et 6	95.369	0.218	SSA	0.876	8.51		3HA16+2HA14 (chap)	9.11
Et 7	91.916	0.210	SSA	0.881	8.15		3HA16+2HA14 (chap)	9.11
terrasse	76.53	0.175	SSA	0.903	6.62		3HA16+2HA14 (chap)	9.11
Salle machine	15.105	0.034	SSA	0.983	1.2		3HA12	3.39

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principales en appuis.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Poutres secondaires :

En travée :

niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC	48.872	0.112	SSA	0.940	4.81	4.5	3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 1	61.208	0.140	SSA	0.924	6.13		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 2	62.095	0.142	SSA	0.933	6.16		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 3	55.13	0.126	SSA	0.932	5.48		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 4	47.775	0.109	SSA	0.943	4.69		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 5	38.852	0.089	SSA	0.954	3.77		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 6	31.267	0.071	SSA	0.964	3.00		3HA12	3.39
Et 7	31.348	0.071	SSA	0.964	3.01		3HA12	3.39
terrasse	21.333	0.048	SSA	0.986	1.99		3HA12	3.39
Salle machine	5.423	0.012	SSA	0.994	0.50		3HA12	3.39

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travée

En appuis :

niveau	M_u (KN. m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC	62.652	0.201	SSA	0.887	6.54	4.5	3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 1	59.169	0.190	SSA	0.894	6.13		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 2	57.395	0.184	SSA	0.898	5.92		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 3	56.270	0.181	SSA	0.900	5.79		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 4	50.934	0.164	SSA	0.910	5.18		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 5	47.948	0.154	SSA	0.916	4.85		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 6	45.476	0.146	SSA	0.921	4.57		3HA14	4.62
Et 7	44.813	0.144	SSA	0.922	4.50		3HA14	4.62
terrasse	42.336	0.136	SSA	0.927	4.23		3HA14	4.62
Salle machine	8.366	0.027	SSA	0.987	0.78		3HA12	3.39

Tableau VI.2.5 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis.

VI. 2.4. Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

- Poutres secondaire : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

➤ $\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$ Avec : T_{max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

- Poutre principales : $\frac{61.24 \times 10}{30 \times 32} = 0.638 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\frac{83.96 \times 10}{30 \times 27} = 1.04 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

- Poutre principales : $T_{\text{max}} = 61.24 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{ KN}$
Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $T_{\text{max}} = 83.96 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 30 \times 10^{-1} = 486 \text{ KN}$
Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\text{max}} - \frac{M_{\text{max}}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

$$D'o\grave{u} : A_s > (T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{Y_s}{f_e}$$

- Poutre principales : $(61.24 - \frac{112.685}{0.9 \times 0.32}) = -330.02 < 0$
- Poutre secondaires : $(83.96 - \frac{62.652}{0.9 \times 0.27}) = -173.86 < 0$

Les armatures suppl\u00e9mentaires ne sont pas n\u00e9cessaires.

- e) **V\u00e9rification de la contrainte d'adh\u00e9rence et d'entrainement (ART A.6.1,3/BAEL 91 modifi\u00e9es99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adh\u00e9rence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adh\u00e9rence au niveau de l'appui le plus sollicit\u00e9 doit \u00eatre :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des p\u00e9rim\u00e8tres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 28.26$

$$\tau_u = \frac{61.24}{0.9 \times 32 \times 28.26} \times 10 = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition v\u00e9rifi\u00e9e.

- Poutre secondaire : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20.73$

$$\tau_u = \frac{83.96}{0.9 \times 27 \times 20.73} \times 10 = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition v\u00e9rifi\u00e9e.

- f) **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifi\u00e9es99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56.4 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49.34 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour $\phi 16$: $L_s = 24\text{cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20\text{cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 16\text{cm}$

g) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = (1; 3; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

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

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) = (28.8; 40\text{cm}) = 28.8\text{cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 27; 40 \text{ cm}) = (24.3; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm}$
Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

$$\text{Zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

- Poutre principal :
 $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.6; 30 \text{ cm}\right) = (8.75; 19.2; 30) = 8.75\text{cm}$
Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (7.5; 16.8; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

VI. 2.5. Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Poutres principales :

En Travée :

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	16.003	10.65	1.109	0.858	19.6	54.73	2.79	15	CV
1	15.37	10.65	1.109	0.858	19.6	52.56	2.68	15	CV
2	15.627	10.65	1.109	0.858	19.6	53.44	2.73	15	CV
3	16.778	10.65	1.109	0.858	19.6	57.38	2.92	15	CV
4	16.79	10.65	1.109	0.858	19.6	57.42	2.93	15	CV
5	17.239	10.65	1.109	0.858	19.6	58.96	3.01	15	CV
6	17.955	6.88	0.716	0.877	25.70	92.99	3.61	15	CV
7	17.838	6.88	0.716	0.877	25.70	92.38	3.59	15	CV
Terrasse	19.499	6.88	0.716	0.877	25.70	100.98	3.92	15	CV
Salle machine	13.157	3.39	0.353	0.908	39.40	44.99	2.29	15	CV

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.

En appuis :

Niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
RDC	22.057	10.65	1.109	0.858	19.6	75.44	3.84	15	CV
1	22.28	10.65	1.109	0.858	19.6	76.19	3.88	15	CV
2	22.558	10.65	1.109	0.858	19.6	77.15	3.93	15	CV
3	24.01	10.65	1.109	0.858	19.6	82.11	4.18	15	CV
4	24.568	10.65	1.109	0.858	19.6	84.03	4.28	15	CV
5	25.162	10.65	1.109	0.858	19.6	86.05	4.39	15	CV
6	26.581	9.11	0.948	0.864	21.61	105.53	4.88	15	CV
7	28.9	9.11	0.948	0.864	21.61	114.74	5.30	15	CV
terrasse	35.656	9.11	0.948	0.864	21.61	141.56	6.55	15	CV
Salle machine	7.542	3.39	0.353	0.908	39.30	76.57	1.94	15	CV

Tableau VI.2.7 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Poutres secondaires :

En Travée :

Niveau	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
RDC	8.558	6.88	0.849	0.869	23.17	53.02	2.29	15	CV
1	10.365	6.88	0.849	0.869	23.17	64.21	2.77	15	CV
2	11.717	6.88	0.849	0.869	23.17	72.58	3.13	15	CV
3	14.892	6.88	0.849	0.869	23.17	111.05	4.22	15	CV
4	17.787	6.88	0.849	0.869	23.17	132.64	5.04	15	CV
5	18.204	6.88	0.849	0.869	23.17	135.75	5.16	15	CV
6	18.353	3.39	0.418	0.901	35.50	222.54	6.26	15	CV
7	21.074	3.39	0.418	0.901	35.50	255.53	7.19	15	CV
Terrasse	13.085	3.39	0.418	0.901	35.50	158.66	4.4	15	CV
Salle machine	2.223	3.39	0.418	0.901	35.50	26.95	0.75	15	CV

Tableau V1.2.8 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

En appuis :

niveau	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
RDC	27.437	6.88	0.849	0.869	23.17	169.9	7.33	15	CV
1	27.547	6.88	0.849	0.869	23.17	170.64	7.36	15	CV
2	28.326	6.88	0.849	0.869	23.17	175.48	7.57	15	CV
3	30.337	6.88	0.849	0.869	23.17	187.93	8.11	15	CV
4	34.913	6.88	0.849	0.869	23.17	216.27	9.33	15	CV
5	37.262	6.88	0.849	0.869	23.17	230.83	9.96	15	CV
6	40.97	4.62	0.570	0.887	29.60	270.28	9.13	15	CV
7	44.652	4.62	0.570	0.887	29.60	299.67	10.12	15	CV
Terrasse	43.865	4.62	0.570	0.887	29.60	296.45	10.01	15	CV
Salle machine	1.709	3.39	0.418	0.901	35.50	20.72	0.58	15	CV

Tableau VI.2.9 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.

c. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.095 \text{ cm} < \bar{f} = 0.78 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- Poutre principal :

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

$$f = 0.069\text{cm} < \bar{f} = 0.78\text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutres :

➤ Poutres principales :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

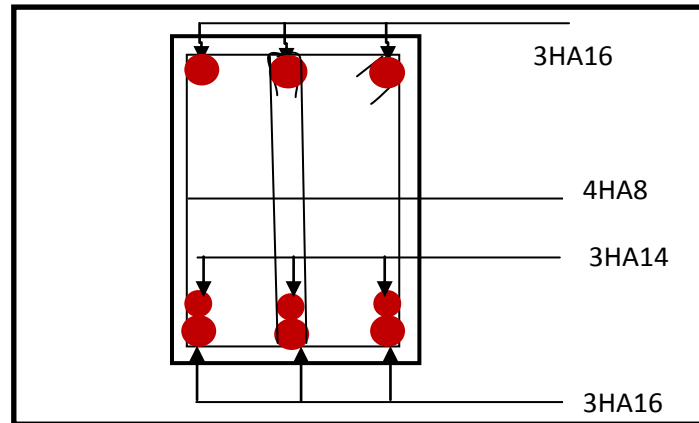


FIGURE VI.5: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

• Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

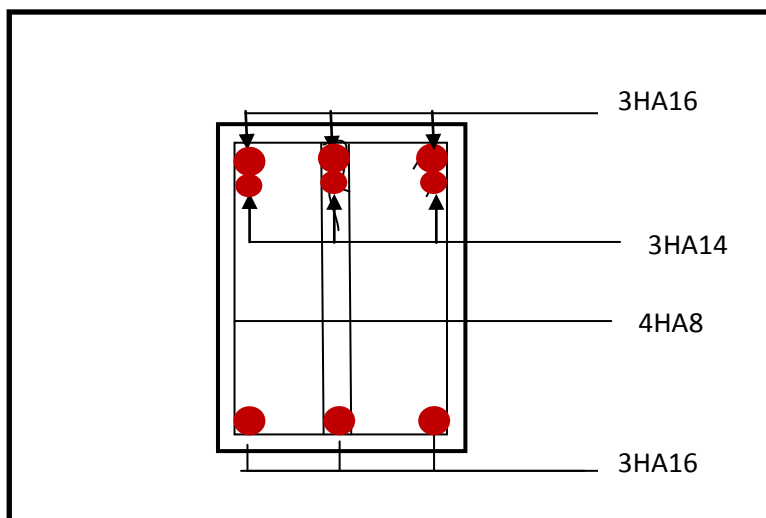


FIGURE VI.6: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

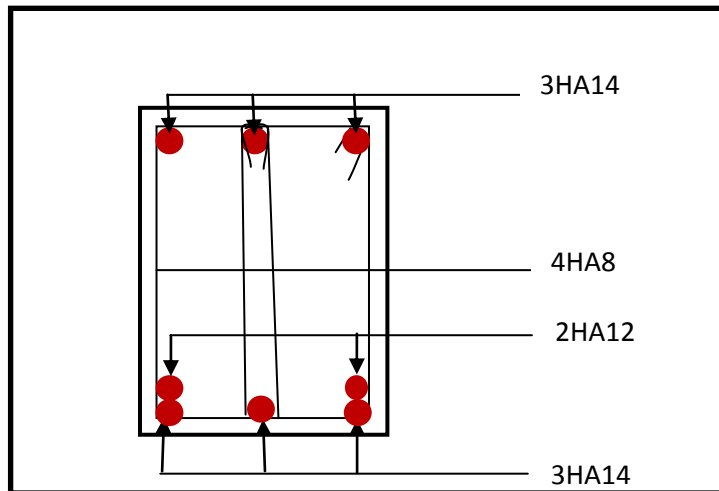


FIGURE VI.7 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

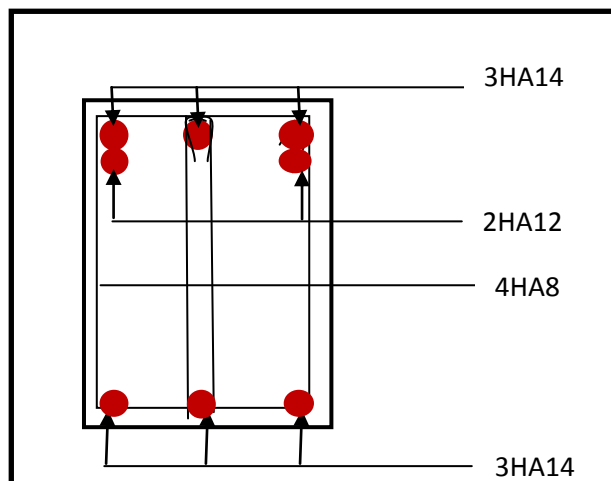


FIGURE VI.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI.3 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :	1.35G+1.5Q
	G+Q
Selon le RPA version 2003 :	G+Q±E
	0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC et 1^{er} 2^{eme} étage.
- ✓ **Zone II :** 3^{eme} et 4^{eme} 5^{eme} étage.
- ✓ **Zone III :** 6^{eme} et 7^{eme} 8^{eme} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul:

1. Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

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

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

a) **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

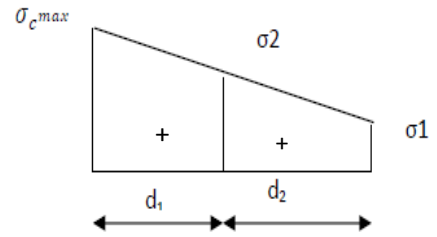


Figure VI.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.
 σ_s : contrainte de l'acier.
B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

b) **Section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

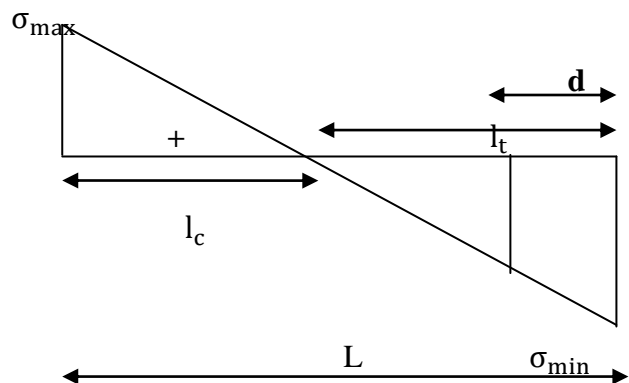


Figure VI.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c) **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

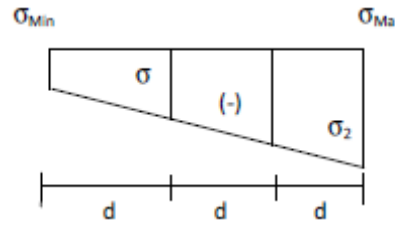


Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V = 1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est supérieure à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

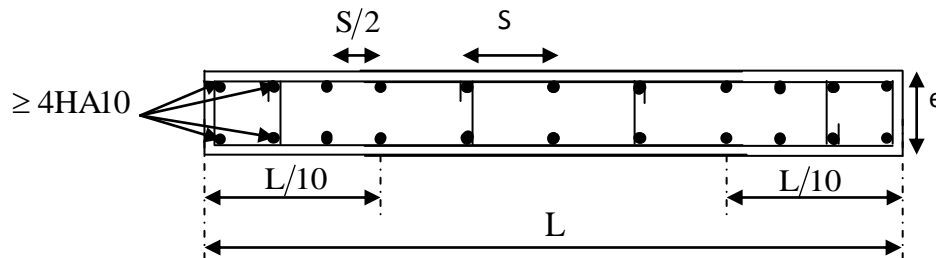


Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

Chapitre VI : ferrailage des voiles

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Exemple de calcul de voile :

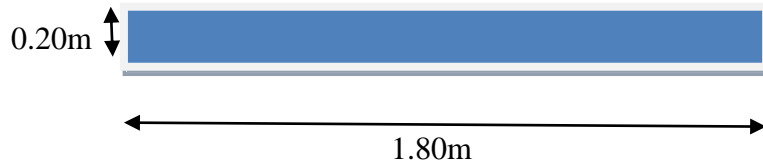
Soit à calculer le ferrailage du voile transversal VT; $L=1.80\text{m}$ dans le sens yy.

a) Caractéristiques géométriques

Zone I:

$$L=1.8 \text{ m}, \quad I = 0.098\text{m}^4$$

$$B = 0.36\text{m}^2$$



b) Sollicitation de calcul

$$N_{\text{corés}} = 486.26 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 3843.69 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = 0.9 \text{ m}$$

$$T = 271.08 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{Max}} = 3843.69 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = -8182.78 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

c) Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} L = 0.58 \text{ m}$$

$$L_t = 1.8 - 0.58 = 1.22 \text{ m}$$

d) Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0,35 = 2.71 \text{ m}$ (hauteurs entre nus de planchers du voile considéré.)

L_c : la longueur de la zone comprimée.

On prend $d=0.38 \text{ m}$

e) Détermination de N

Zone tendue

$$\frac{\sigma_{\text{min}}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\text{min}}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-8182.78(1.22 - 0.38)}{1.22} = -5620.32 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : ferrailage des voiles

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-8182.78 - 5620.32}{2} \times 0.38 \times 0,2 = -529.38\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5620.32}{2} \times 0.38 \times 0,2 = -215.55\text{KN}$$

a. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{271.08 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 10.44\text{cm}^2$$

f) Calcul des armatures verticales

✓ 1^{er} bande : d=0.38m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 13.23\text{cm}^2$$

✓ 2^{eme} bande : d=0.84m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 5.39\text{cm}^2$$

g) Armatures minimales : (BAEL99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0.002B_1 \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$\text{Max} \left(\frac{38 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 20 \times 38 \right) = 4.03\text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 4.03\text{cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (13.23) + \left(\frac{10.43}{4}\right) = 15.84\text{cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (5.39) + \left(\frac{10.43}{4}\right) = 8.00\text{cm}^2 / \text{bande}$

h) Ferrailage adopté

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1=15.84\text{cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}16=16.08\text{cm}^2$	$S_t=7\text{ cm}$
2^{eme} bande	$A_2=8.00\text{cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}12=9.04\text{cm}^2$	$S_t=15\text{cm}$

Tableau VI.25 : Ferrailage adopté.

i) Armatures horizontales

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4} \cdot 0.15\%B_1 \right) = \max \left(\frac{16.08}{4}; 0.0015 \times 38 \times 20 \right) = \{4.02; 1.14\}$$

$$A_H = 4.02 \text{ cm}^2/\text{nappe} \rightarrow 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2.$$

- **L'espacement des barres verticales et horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5xe; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30 \text{ cm})$$

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

j) Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m².

k) les potelets

Vu que la section d'armatures dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

l) vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

m)-vérifications

- **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{15A_p + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{979.05 \times 10^3}{0.36 \times 10^6 + 15 \times 18.62 \times 10^2} = 2.33 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

- **Selon le RPA99 (art : 7-7-2, RPA99) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = \frac{1.4 \times 271.08 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1800} = 1.17 \text{ MPA} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

- **Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = \frac{271.08 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 180} = 0.83 \text{ MPA} \leq \tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

➤ Ferrailage des Voiles :

Chapitre VI : ferrailage des voiles

Voiles longitudinales : (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	
	e (m)qa<	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	2654.92	3993.74	5139.95	
	σ_{min} [KN/m²]	-7107.29	-6442.26	-6099.94	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	189.37	116.84	80.6	
	L_t(m)	1.31	1.11	0.98	
	L_c(m)	0.49	0.69	0.82	
	d₁ (m)	0.65	0.55	0.48	
	d₂ =l_t-d₁ (m)	0.66	0.56	0.50	
	σ_1 [KN/m²]	3553.645	3221.130	3049.970	
	N (kN)	N₁	698.54	536.88	446.91
		N₂	232.848	178.960	148.971
	A_v (cm²)	A_{v1}	17.46	13.42	11.17
		A_{v2}	5.82	4.47	3.72
	A_{vj} (cm²)	7.29	4.50	3.10	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	19.29	14.55	11.95
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	5.82	5.60	4.50
	A_{min} (cm²)	6.88	5.83	5.13	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	24.62	18.1	12.56
Bonde 2		9.04	9.04	6.28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 8HA14	2 × 8HA12	2 × 8HA10
		Bonde 2	2 × 4HA12	2 × 4HA12	2 × 4HA10
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	15 cm	15cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande	1.97	1.67	1.47	
	A_H /nappe (cm²)	6.16	4.53	3.14	
	Choix des barres/nappe (cm²)	6HA12/nappe	6HA10/nappe	4HA10/nappe	
	ep =20cm	(A=6.78cm²)	(A=4.71cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.584	0.361	0.249
		τ_b(MPa)	0.818	0.505	0.348
	ELS	N_s (kN)	1115.66	803.31	436.92
σ_b(MPa)		2.66	1.99	1.12	

Chapitre VI : ferrailage des voiles

VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.2	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2366.19	1949.76	1121.94	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6807.71	-3306.45	-2304.92	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	74.01	59.03	46.58	
	L_t(m)	0.74	0.63	0.67	
	L_c(m)	0.26	0.09	0.33	
	d₁ (m)	0.17	0.25	0.22	
	d₂(m)	0.57	0.38	0.45	
	σ_1 [KN/m ²]	5230.27	2006.61	1556.96	
	N (kN)	N₁	206.99	131.39	84.29
		N₂	89.93	76.60	70.74
	A_v (cm²)	A_{v1}	5.17	3.28	2.11
		A_{v2}	2.25	1.92	1.77
	A_{vi} (cm²)		2.85	2.27	1.79
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	5.89	3.85	2.56
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	2.96	2.48	2.22
	A_{min} (cm²)		1.81	2.6	2.29
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	6.78	6.78	4.7
Bonde 2		4.52	3.14	3.14	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA10
		Bonde 2	2 × 2HA12	2 × 2HA12	2 × 2HA10
	S_t (cm)	Bonde1	07 cm	07cm	07 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		1.12	1.38	1.01
	A_H/nappe (cm²)		4.03	3.00	3.00
	Choix des barres/nappe (cm²)		4HA12/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
	ep =20cm		(A=4.52 cm²)	(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.411	0.328	0.259
		τ_b (MPa)	0.576	0.459	0.362
	ELS	N_s (kN)	527.55	391.82	207.34
σ_b (MPa)		2.51	1.89	1.00	

Chapitre VI : ferrailage des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.1	1.1	1.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.22	0.22	0.22	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	1787.37	1064.1	273.93	
	σ_{min} [KN/m²]	-3184.04	-1047.3	-604.83	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	61.46	58.73	49.26	
	L_t(m)	0.70	0.95	0.76	
	L_c(m)	0.40	0.15	0.34	
	d₁ (m)	0.35	0.47	0.37	
	d₂(m)	0.35	0.48	0.39	
	σ_1 [KN/m²]	1592.02	523.650	302.415	
	N (kN)	N₁	168.24	74.70	34.34
		N₂	56.08	24.89	11.448
	A_v (cm²)	A_{v1}	4.21	1.87	0.86
		A_{v2}	1.40	0.62	0.29
	A_{vj} (cm²)		2.37	2.26	1.90
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	4.80	2.43	1.33
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	1.40	1.19	0.76
	A_{min} (cm²)		3.70	4.99	3.97
A_v adopté (cm²)	Bonde1	6.78	6.78	4.7	
	Bonde 2	6.78	6.78	4.7	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA10
		Bonde 2	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		1.06	1.43	1.14
	A_H /nappe (cm²)		1.70	1.70	1.18
	Choix des barres/nappe (cm²)		3HA10/nappe	3HA10/nappe	3HA10/nappe
ep =20cm		(A=2.35 cm²)	(A=2.35cm²)	(A=2.35cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.310	0.297	0.249
		τ_b(MPa)	0.435	0.415	0.348
	ELS	N_s (kN)	170.04	165.62	153.18
σ_b(MPa)		2.14	0.64	0.68	

Chapitre VI : ferrailage des voiles

Voiles transversales :

VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	3843.69	3040.41	1192.52	
	σ_{min} [KN/m²]	-8182.78	-2939.71	-2347.79	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		271.08	176.07	107.84
	L_t(m)		1.22	0.88	1.19
	L_c(m)		0.58	0.92	0.61
	d₁(m)		0.38	0.44	0.4
	d₂ (m)		0.84	0.44	0.79
	σ_1 [KN/m²]		5620.32	1469.85	1552.77
	N (kN)	N₁	529.38	195.09	157.66
		N₂	215.55	65.03	122.59
	A_v (cm²)	A_{v1}	13.23	4.88	3.94
		A_{v2}	5.39	1.63	3.06
	A_{vj} (cm²)		10.44	6.78	4.15
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	15.84	6.57	4.98
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	8.00	3.32	4.10
	A_{min} (cm²)		4.03	6.18	4.24
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	16.08	9.04	9.04
		Bonde 2	9.04	9.04	6.28
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 4HA16	2 × 4HA12
Bonde 2			2 × 4HA12	2 × 4HA12	2 × 4HA10
S_t (cm)		Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm
		Bonde 2	8 cm	8 cm	8 cm
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		1.84	2.42	1.79	
A_H /nappe (cm²)		6.03	4.62	3.40	
Choix des barres/nappe (cm²)		6HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	
ep =20cm		(A=6.78cm²)	(A=4.71cm²)	(A=4.71cm²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.837	0.543	0.333
		τ_b(MPa)	1.171	0.761	0.466
ELS	ELS	N_s (kN)	979.05	707.19	375.48
		σ_b(MPa)	2.54	1.63	0.90

_VT2

Chapitre VI : ferrailage des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.2	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2754.18	1744.28	510.97	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4004.95	-1161.74	-788.7	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	90.18	70.9	40.62	
	L_t(m)	0.59	0.40	0.41	
	L_c(m)	0.41	0.60	0.59	
	d₁ (m)	0.27	0.40	0.41	
	d₂ (m)	0.32	0.2	0.21	
	σ_1 [KN/m ²]	2168.83	580.87	394.35	
	N (kN)	N₁	167.71	34.83	24.42
		N₂	48.92	11.61	8.14
	A_v (cm²)	A_{v1}	4.19	0.87	0.61
		A_{v2}	1.47	0.29	0.20
	A_{vj} (cm²)	3.47	2.73	1.56	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	5.06	1.55	1.00
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	2.34	0.97	0.59
	A_{min} (cm²)	2.85	4.20	4.11	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	6.78	4.7	4.7
		Bonde 2	6.78	4.7	4.7
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 3HA12	2 × 3HA10
Bonde 2			2 × 3HA12	2 × 3HA10	2 × 3HA10
S_t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10cm	10cm
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		0.89	1.18	0.91	
A_H /nappe (cm²)		4.03	3.00	3.00	
Choix des barres/nappe (cm²)		4HA12/nappe	4HA10/nappe	3HA10/nappe	
ep =20cm		(A=4.52cm²)	(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.501	0.394	0.226
		τ_b (MPa)	0.701	0.551	0.316
	ELS	N_s (kN)	170.04	170.04	170.04
σ_b (MPa)		0.80	0.59	0.40	

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques ; La capacité portante du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- La facilité de l'exécution
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

➤ **Les fondations superficielles :**

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

➤ **Les fondations profondes :**

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$Axb \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1164.33 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1164.33}{200}} = 2.41$$

$$\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

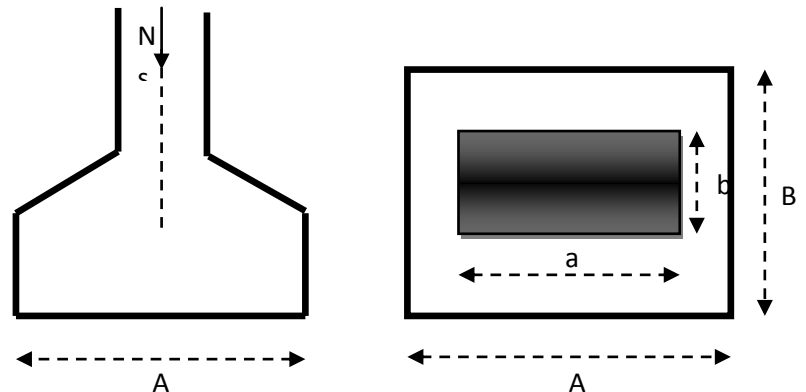


Figure VII.1 : dimensionnement d'une fondation

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec :} \quad N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanente a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

voiles	$N_s(\text{Kn})$	L(m)	B(m)	$S=B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VL ₁	1052.04	1	5.26	5.26
VL ₂	1054.24	1	5.26	5.26
VL ₃	1164.33	1	5.82	5.82
VL ₄	1164.26	1	5.82	5.82
VL ₅	976.83	1.8	2.71	4.88
VL ₆	979.1	1.8	2.72	4.89
VL ₇	1027.6	1.8	2.85	5.13
VL ₈	1029.27	1.8	2.86	5.15
VL ₉	169.64	1.1	0.77	0.85
				43.06

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens transversal :

voiles	$N_s(\text{KN})$	L(m)	B(m)	$S=B \times L \text{ (m}^2\text{)}$
VT ₁	1052.04	1.8	2.92	5.26
VT ₂	1054.24	1.8	2.93	5.27
VT ₃	1164.33	1.8	3.23	5.81
VT ₄	1164.26	1.8	3.23	5.81
VT ₅	169.64	1	0.84	0.84
VT ₆	170.04	1	0.85	0.85
				23.84

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 43.06 + 23.84 = 66.90 \text{ m}^2$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C17	1164.26	0.386	-5.45	-6345.22
C18	591.03	-1.593	-1.95	-1152.51
C19	701.21	-2.971	1.95	1367.36
C20	707.30	-1.205	5.45	3854.79
	Σ=3163.8	Σ= -5.383		Σ= -2275.58

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3163.8 \text{ kN}$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2275.58 + (-5.383)}{3163.8} = -0.72 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = -0.72 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.70}{6} = 2.95 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3163.8}{17.7} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.72)}{17.7} \right) = 222.37 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3163.8}{17.7} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.72)}{17.7} \right) = 135.12 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3163.8}{17.7} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.72)}{17.7} \right) = 156.93 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{156.93}{200} = 0.78 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1 \text{ m}$

On aura : $S = 1 \times 17.7 = 17.7 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 17.7 \times 3 = 53.1 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 53.1 + 66.9 = 120.00 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 17.7 \times 11.35 = 200.89 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{120}{200.89} \times 100 = 59 \%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.4. 1. Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\text{max}}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre nus des nervures. ($L_{\max}=3,90$ m)

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.90\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.75 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{390}{8} \leq h \leq \frac{390}{5} \Rightarrow 48.75 \text{ cm} \leq h \leq 78 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 75$ cm

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 70$ cm et $0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$

$$0.4 \times 70 = 28 \leq b_n \leq 0.7 \times 70 = 49 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 45 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 75$ cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 30$ cm (hauteur de la dalle)

$b_n = 45$ cm (largeur de la nervure)

VII.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 22689.37 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 3182.38 \text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22689.37 + 1.5 \times 3182.38 = 35401.52 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 22689.37 + 3182.38 = 25869.75 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35401.52}{1.33 \times 200} = 133.09 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{25869.75}{200} = 129.35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 200.90 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 133.09 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$
$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 200.89 + 0.4 \times 2(29.05) = 224.13 \text{ m}^2$$

VII.4.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G = 22689.37 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$
$$P_{\text{dalle}} = 224.13 \times 0.30 \times 25 = 1680.98 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$
$$P_{\text{nerv}} = 0.45 \times (0.75 - 0.3) \times 3790 = 767.47 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$
$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.45 \times 151.6 = 68.22 \text{ m}^2$$
$$P_{\text{TVO}} = (224.13 - 68.22) \times 0.45 \times 17 = 1191.71 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$
$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \cdot X_{\text{ep}} \times \rho_b \quad (e_p = 10 \text{ cm})$$
$$P_{\text{dalle flottante}} = 224.13 \times 0.10 \times 25 = 560.33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 1680.98 + 767.47 + 1191.71 + 560.33 = 4200.49 \text{ KN.}$$

- Charge permanente de bâtiment : $G = 22687.37 \text{ KN.}$
- Charge permanente du radier : $G = 3984.33 \text{ KN.}$

b) Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de bâtiment : $Q = 3182.38 \text{ KN.}$
- Surcharge du radier : $Q = 3.5 \times 224.13 = 784.46 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 22689.37 + 4200.49 = 26898.86 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 3182.38 + 784.46 = 3966.84 \text{ KN.}$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 26898.86 + 1.5 \times 3966.84 = 42263.72 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 26898.86 + 3966.84 = 30865.7 \text{ KN}$$

D'où : $N_U = 42263.72 \text{ KN}$

$$N_S = 30865.7 \text{ KN}$$

VII.4.4. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=75 \text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{42263.72 \times 0.75}{224.13} \times \frac{3.90}{2} = 275.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{275.78 \times 10^3}{750 \times 270} = 1.36 \text{ MPa}$$

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

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

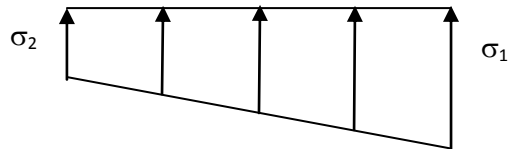
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.85m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.68m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 5244.87m^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 2156.65m^4$$

➤ Sens longitudinal :

$$N_U = 42263.72 \text{ KN}$$

$$N_S = 30865.7 \text{ KN}$$

$$M_{0X} = 970.03 \text{ KN.m}$$

$$T_{0X} = 1740.52 \text{ KN}$$

$$M_X = 970.03 + 1740.52 \times 0.75 = 2188.39 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42263.72}{224.13} + \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 196.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42263.72}{224.13} - \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 178.22 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 196.18 + 178.22}{4} = 191.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191.69 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30865.7}{224.13} + \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 145.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{30865.7}{224.13} - \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 127.72 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 145.68 + 127.72}{4} = 141.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141.19 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$N_U = 42263.72 \text{ KN}$$

$$N_S = 30865.7 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = 1089.03 \text{ KN.m}$$

$$T_{0Y} = 1453.91 \text{ KN}$$

$$M_Y = 1089.03 + 1453.91 \times 0.75 = 2106.78 \text{ KN.m}$$

A P'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42263.72}{224.13} + \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 189.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42263.72}{224.13} - \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 184.92 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.48 + 184.92}{4} = 188.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 188.34 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30865.7}{224.13} + \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 138.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{30865.7}{224.13} - \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 134.42 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138.98 + 134.42}{4} = 137.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 137.84 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.4. Ferrailage du radier :

1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

Identification du panneau le plus sollicité :

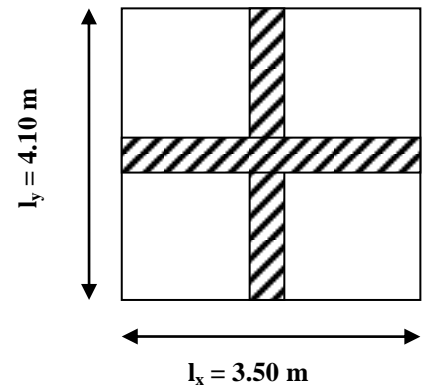
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3.50\text{m}$ et $l_y = 4.10\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.50}{4.10} = 0.85$$

$0.4 \leq \rho = 0.85 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(191.69; 188.34) = 191.69 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(141.19; 137.84) = 141.19 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(191.69 - \frac{3984.33}{224.13}\right) \times 1\text{m} = 173.92 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(141.19 - \frac{3984.33}{224.13} \right) \times 1 \text{ m} = 123.42 \text{ KN/ml}$$

Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.85$ et $\nu = 0$

A l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0509 \times 173.92 \times 3.5^2 = 108.45 \text{ KN.m}$

Suivant (y-y) : $M_{0y} = \mu_y M_x = 0.685 \times 108.45 = 74.29 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 108.45 = 81.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 74.29 = 55.72 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 108.45 = -54.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 74.29 = -37.15 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \implies \text{SSA} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	54.23	0.052	0.973	SSA	5.94	6HA12 = 6.78	16
	Travée	81.34	0.078	0.959	SSA	9.03	6HA14 = 9.23	16
yy	Appuis	37.15	0.035	0.982	SSA	4.07	6HA12 = 6.78	16
	travée	55.72	0.053	0.972	SSA	6.10	6HA14 = 9.23	16

Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.

VII.4.5. Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.85}{2} \times 100 \times 30 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	6.78	2.58	Condition vérifiée
	Travée	9.23		Condition vérifiée
yy	Appuis	6.78		Condition vérifiée
	travée	9.23		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$$

Condition vérifiée.

c) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 173.92 \times 3.50 \times 4.10 = 2495.76 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2495.76}{3 \times 4.10} = 202.91 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2495.76}{2 \times 4.1 + 3.5} = 213.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{213.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$\text{On a : } \rho = 0.85 \text{ et } v = 0.2$$

$$\text{A l'E.L.S: } \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0579 \times 123.42 \times 3.5^2 = 87.54 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.778 \times 87.54 = 68.11 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 87.54 = 65.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 68.11 = 51.09 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 87.54 = -43.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 68.11 = -34.06 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	6.78	43.77	0.252	0.920	47.48	259.89	348	5.48	15	Cv
	Travée	9.23	65.66	0.342	0.909	39.95	289.85	348	7.26	15	Cv
yy	Appuis	6.78	34.06	0.252	0.920	47.48	202.24	348	4.26	15	Cv
	travée	9.23	51.09	0.342	0.909	39.95	225.53	348	5.64	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

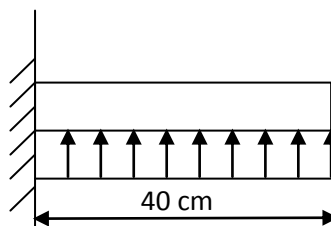


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 173.92 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-173.92 \times 0.40^2}{2} = -13.92 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 123.42 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-123.42 \times 0.40^2}{2} = -9.88 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.92 \times 10^2}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.002 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.002 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.92 \cdot 10^2}{0.999 \times 27 \times 34.8} = 1.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.168$$

$$\rho_1 = 0.168 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow \alpha_1 = 0.200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.200}{15(1-0.200)} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9,88 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 86,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 86,78 = 1,39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 86,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII.6.Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$$

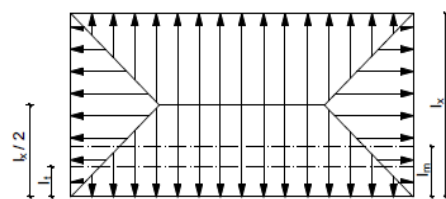


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

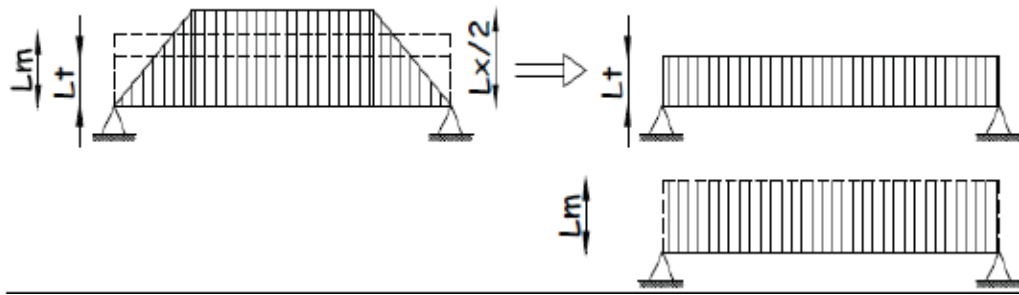
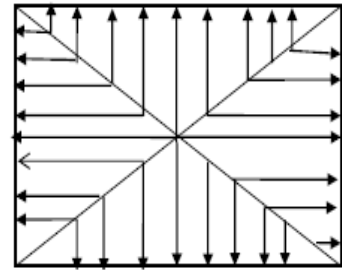


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25x l_x$



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(191.69 - \frac{4200.49}{224.13} - \frac{767.47}{68.22} \right) = 163.91 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(141.19 - \frac{4200.49}{224.13} - \frac{767.47}{68.22} \right) = 113.41 \text{ KN/m}^2$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Sens longitudinal : Nervure (file 2)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	Qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.10	3.5	0.89	triangulaire	1.032	0.875	163.91	113.410	169.204	338.409	117.073	234.146	143.428	303.234	99.234	209.809
	2	3.10	3.9	0.79	triangulaire	1.032	0.875	163.91	113.410	169.204		117.073		159.812		110.575	
B - C	1	3.10	3.5	0.89	triangulaire	1.032	0.875	163.91	113.410	169.204	338.409	117.073	234.146	143.428	303.234	99.234	209.809
	2	3.10	3.9	0.79	triangulaire	1.032	0.975	163.91	113.410	169.204		117.073		159.812		110.575	
C - D	1	2.9	3.5	0.83	triangulaire	0.966	0.875	163.91	113.410	158.288	316.576	109.520	219.040	143.428	303.234	99.234	209.809
	2	2.9	3.9	0.74	triangulaire	0.966	0.975	163.91	113.410	158.288		109.520		159.812		110.575	
D - E	1	3.10	3.5	0.89	triangulaire	1.032	0.875	163.91	113.410	169.204	338.409	117.073	234.146	143.428	303.234	99.234	209.809
	2	3.10	3.9	0.79	triangulaire	1.032	0.975	163.91	113.410	169.204		117.073		159.812		110.575	
E - F	1	3.10	3.5	0.89	triangulaire	1.032	0.875	163.91	113.410	169.204	388.409	117.073	234.146	143.428	303.234	99.234	209.809
	2	3.10	3.9	0.79	triangulaire	1.032	0.975	163.91	113.410	169.204		117.073		159.812		110.575	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Sens transversal: Nervure (file E)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1-2	1	3.10	3.5	0.89	trapézoïdale	1.14	0.94	163.91	113.41	187.624	375.249	129.818	259.636	154.406	308.813	106.834	213.669
	2	3.10	3.5	0.89	trapézoïdale	1.14	0.94	163.91	113.41	187.624		129.818		154.406		106.834	
2-3	1	3.10	3.9	0.79	trapézoïdale	1.23	1.07	163.91	113.41	200.553	401.107	138.763	277.527	173.800	347.600	120.253	240.506
	2	3.10	3.9	0.79	trapézoïdale	1.23	1.07	163.91	113.41	200.553		138.763		173.800		120.253	
3-4	1	3.10	3.9	0.89	trapézoïdale	1.14	0.94	163.91	113.41	187.624	375.249	129.818	259.636	154.604	308.813	106.834	213.669
	2	3.10	3.9	0.89	trapézoïdale	1.14	0.94	163.91	113.41	187.624		129.818		154.406		106.834	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

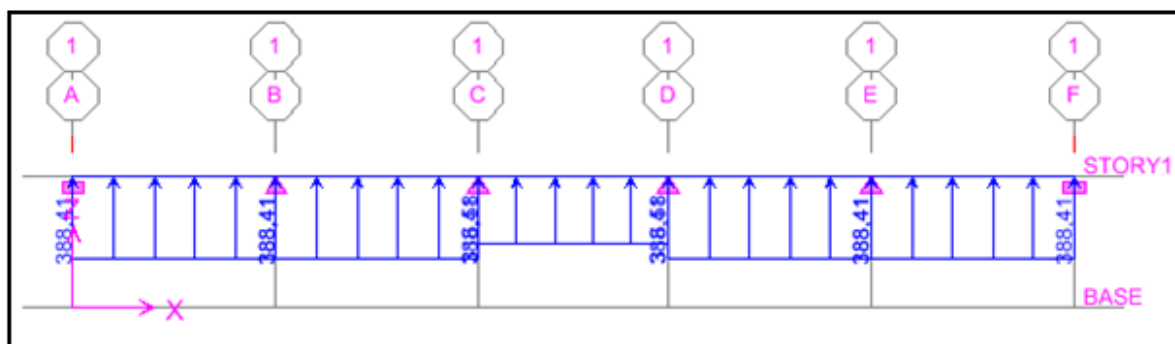


Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

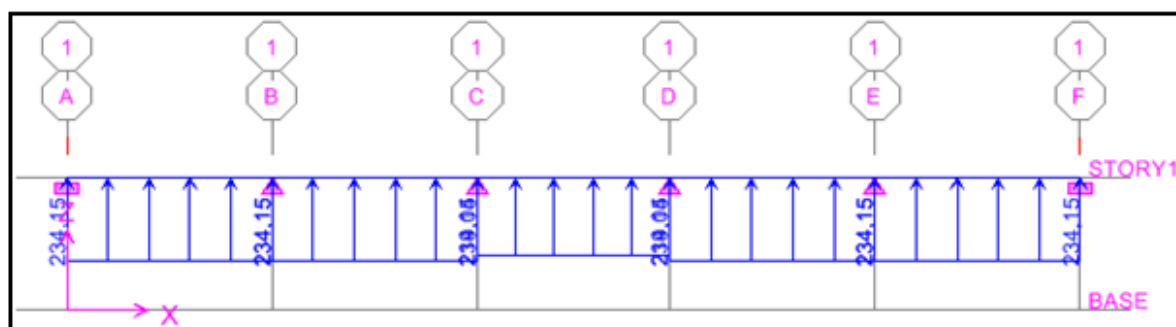


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

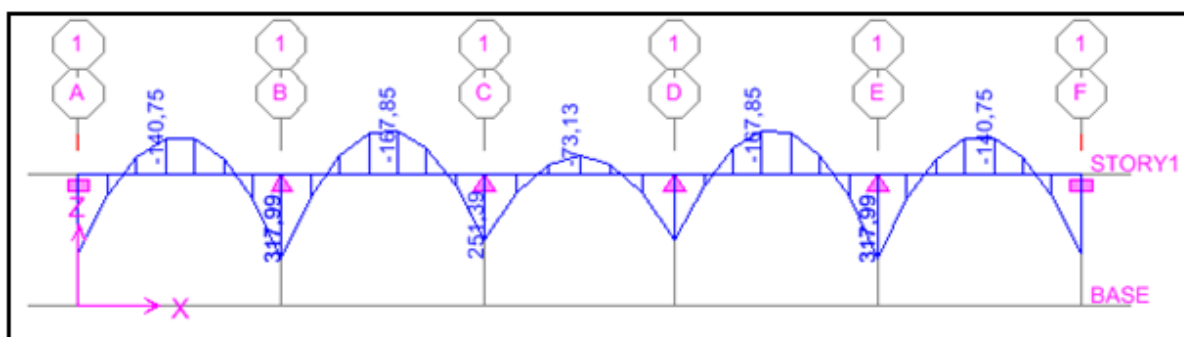


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

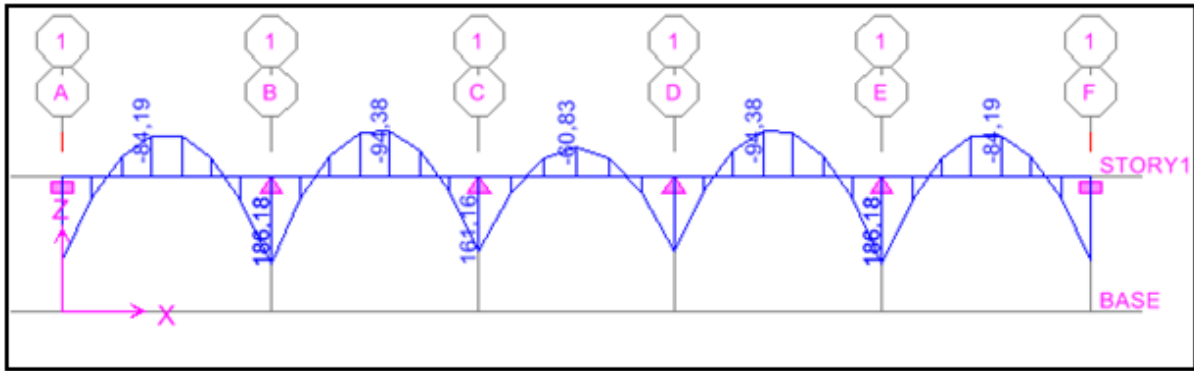


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

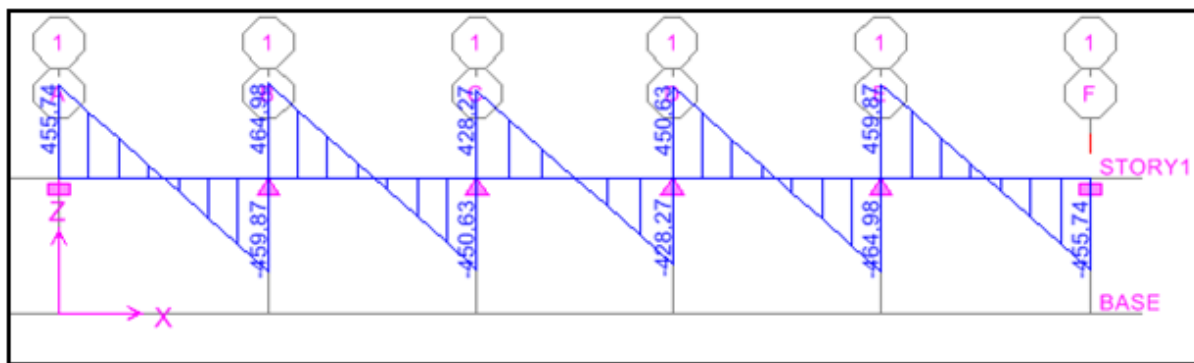


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

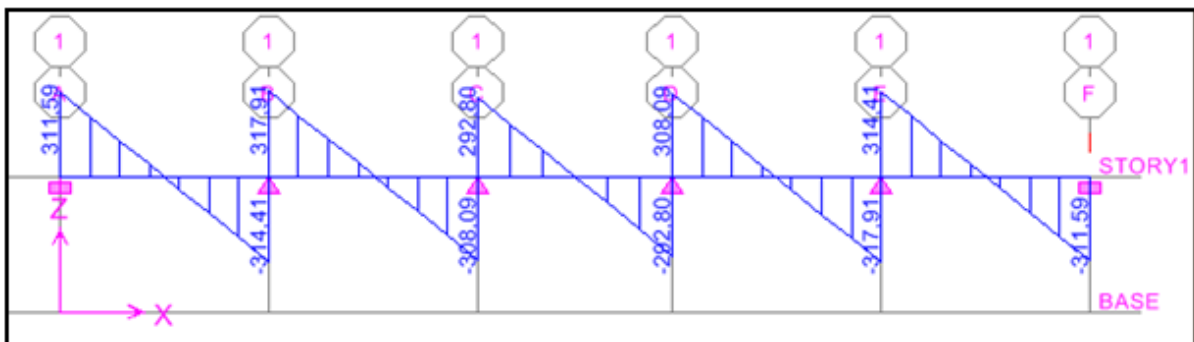


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

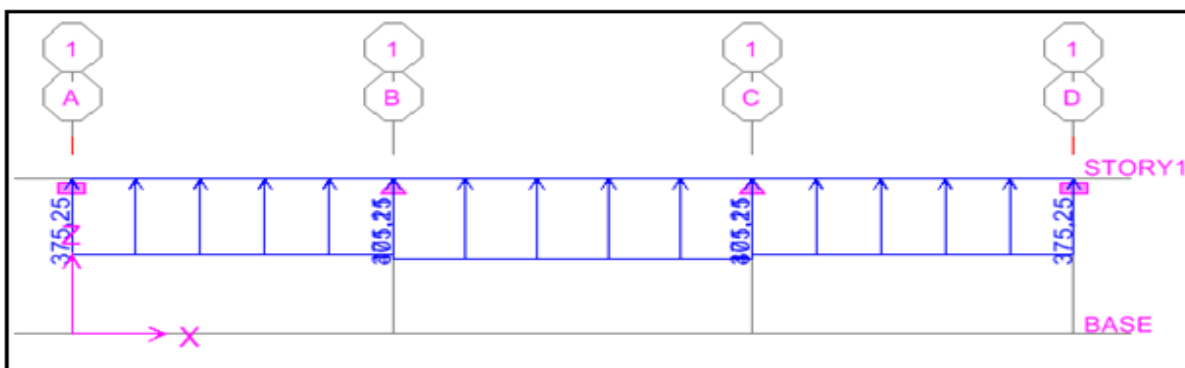


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

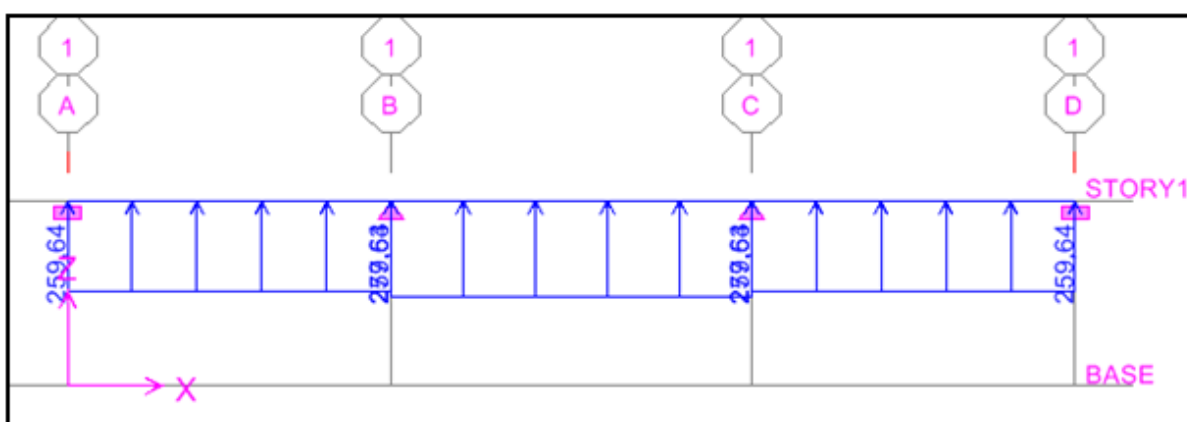


Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure EIS (sens transversal).

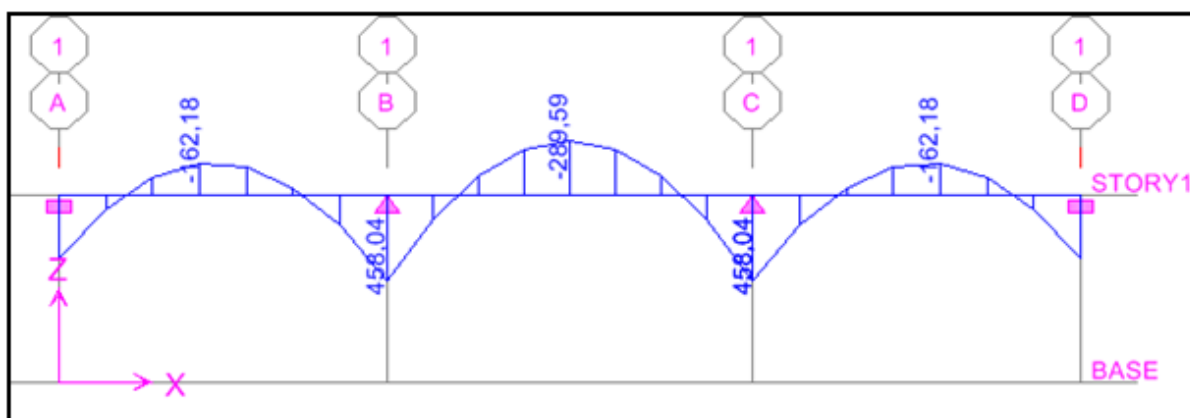


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

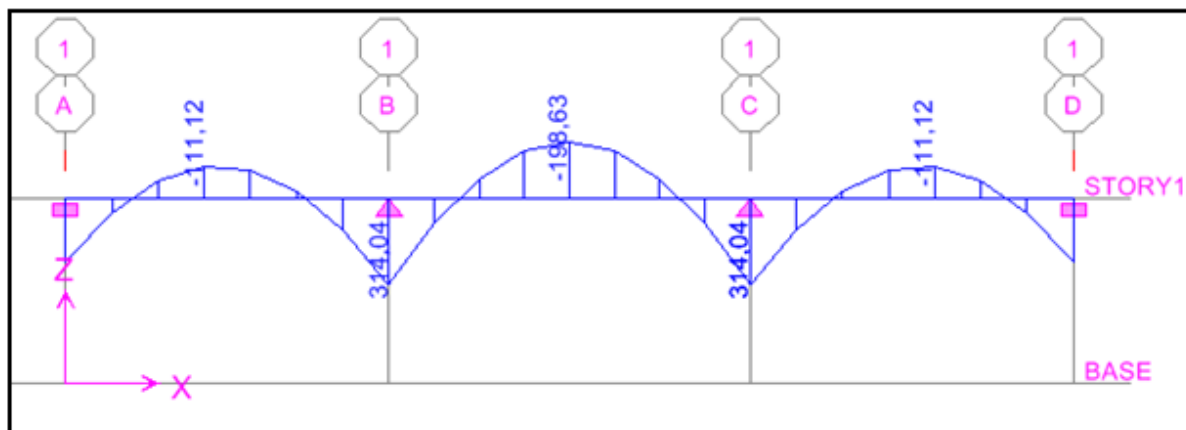


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

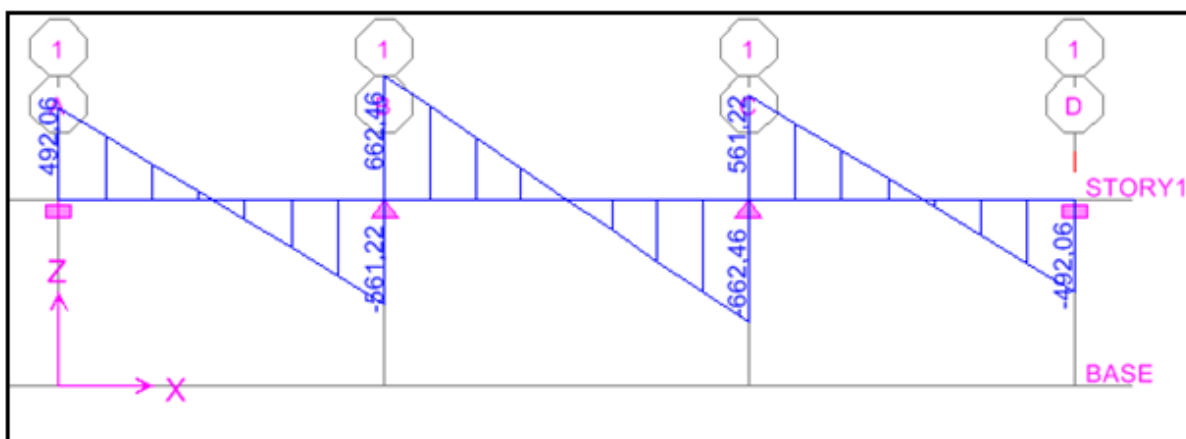


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

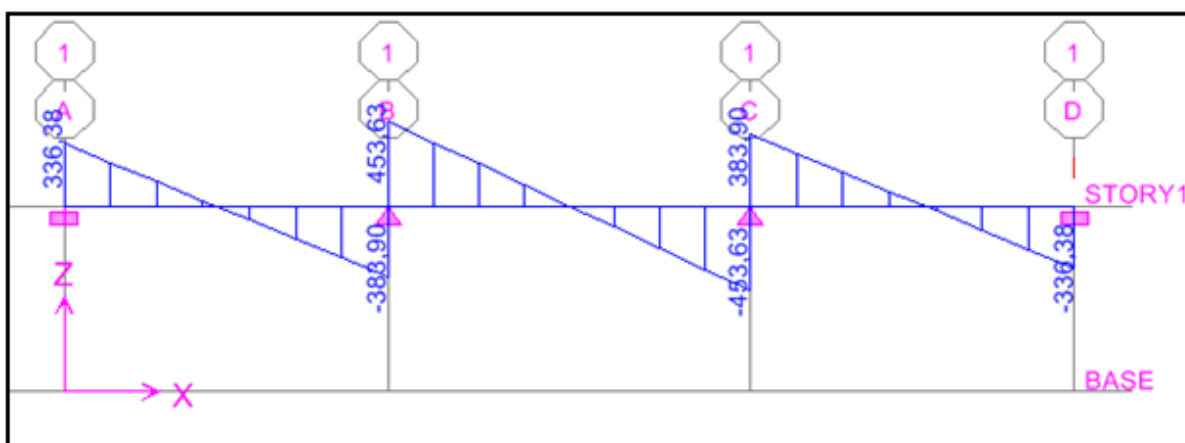


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	317.99	94.38	458.04	314.04
M_{tmax} (KN.m)	167.85	186.18	286.59	198.63
T_{max} (KN)	464.98	317.91	662.46	453.63

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : $b = 45 \text{ cm}$ $d = 70 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
xx	Appuis	317.99	0.102	0.946	SSA	13.81	5HA16 filante + 5HA14 chap = 17.68
	Travée	167.85	0.054	0.972	SSA	7.09	5HA16 filante + 5HA12chap=15.7
yy	Appuis	458.04	0.146	0.921	SSA	21.62	5HA20 filante+5H16chap =25.76
	Travée	286.59	0.092	0.952	SSA	12.36	5HA16 filante + 5HA14 chap = 17.68

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 37.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t=4HA8=2.01cm²** (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 75cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14= 3.08 cm²**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 70 \times \frac{2.1}{400} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Aux appuis :

$$A_a = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

En travées :

$$A_t = 17.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 464.98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{464.98}{45 \times 70} = 0.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal: $T_u^{\max} = 662.46 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{662.46}{45 \times 70} = 0.21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	17.68	94.38	0.561	0.848	29.64	89.93	201.6	3.03	15	Cv
	Travée	15.7	186.18	0.242	0.921	48.61	183.94	201.6	3.78	15	Cv
yy	Appuis	25.76	314.04	0.818	0.871	23.55	199.95	201.6	8.49	15	Cv
	travée	17.68	198.63	0.561	0.848	29.64	189.26	201.6	6.38	15	Cv

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

CONCLUSION GENERALE

Ce projet qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage multiple est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation , il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardées, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

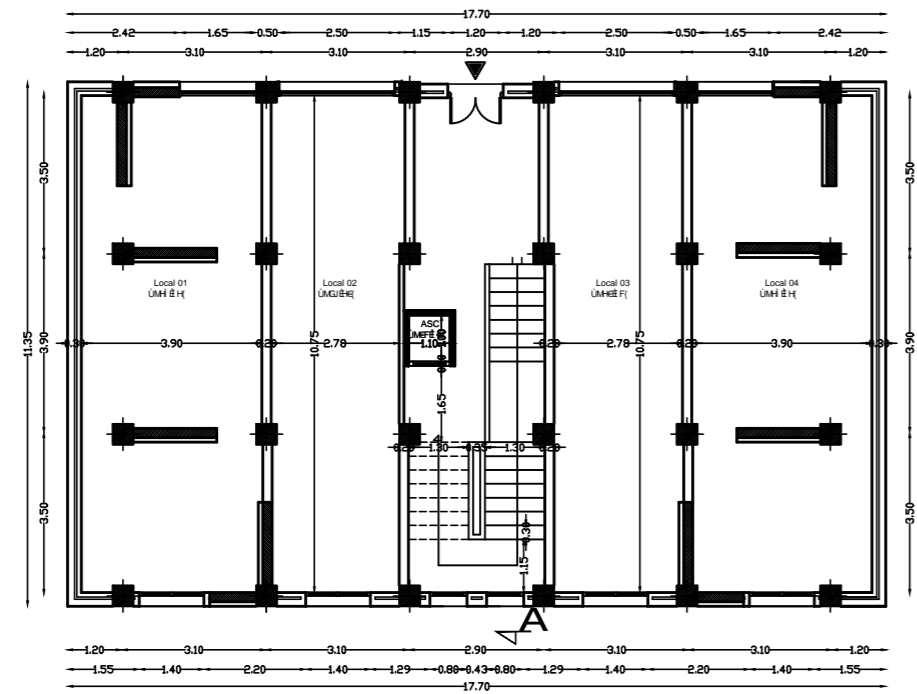
Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS .

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du coté de la pratique.

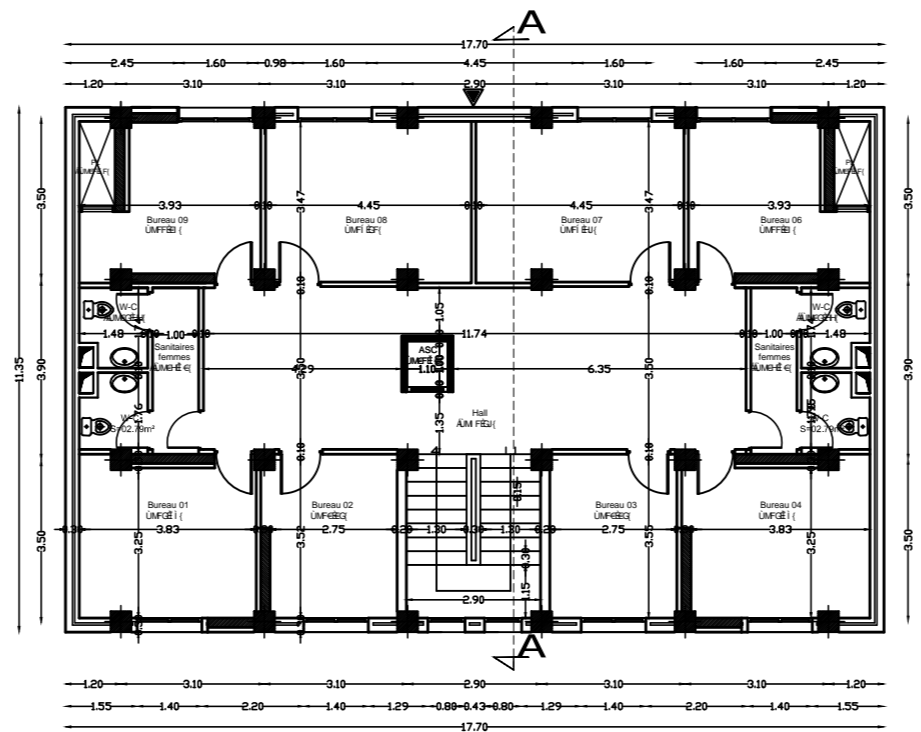
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul ETABS), que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

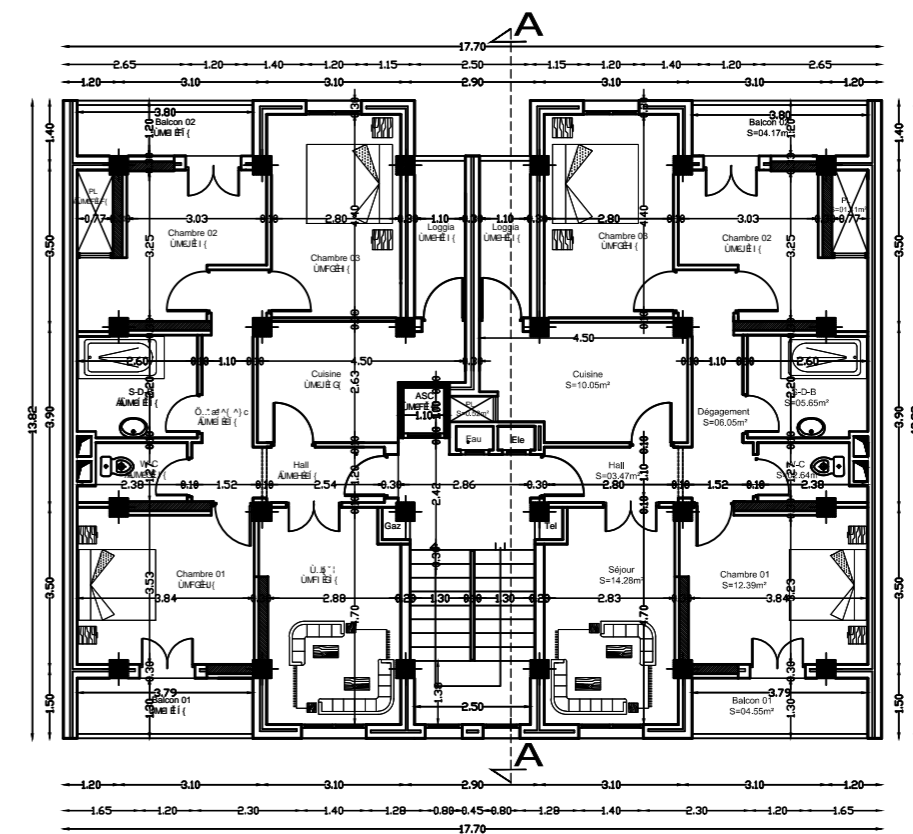
PLANS D'ARCHITECTURE



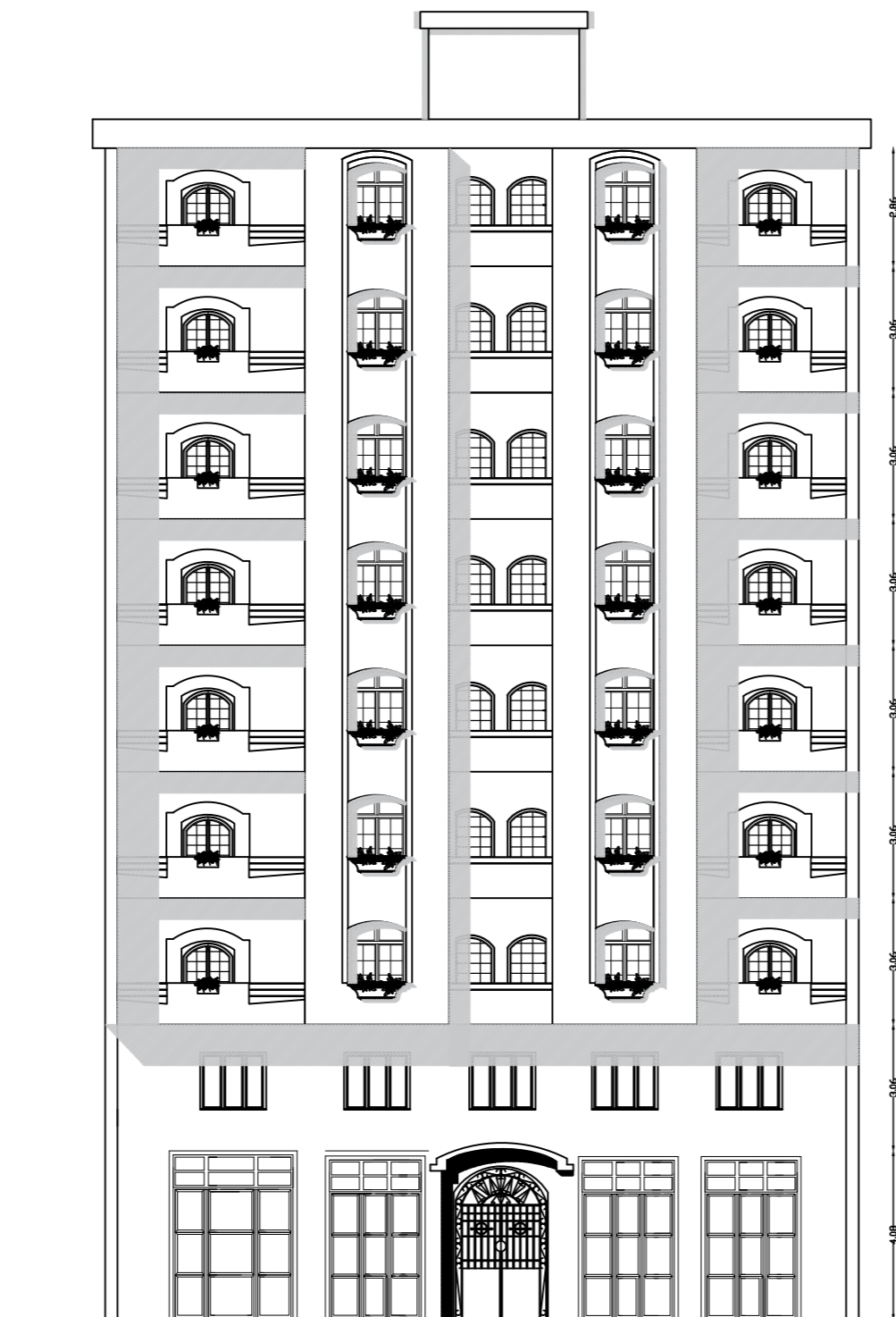
PLAN DE REZ DE CHAUSSE



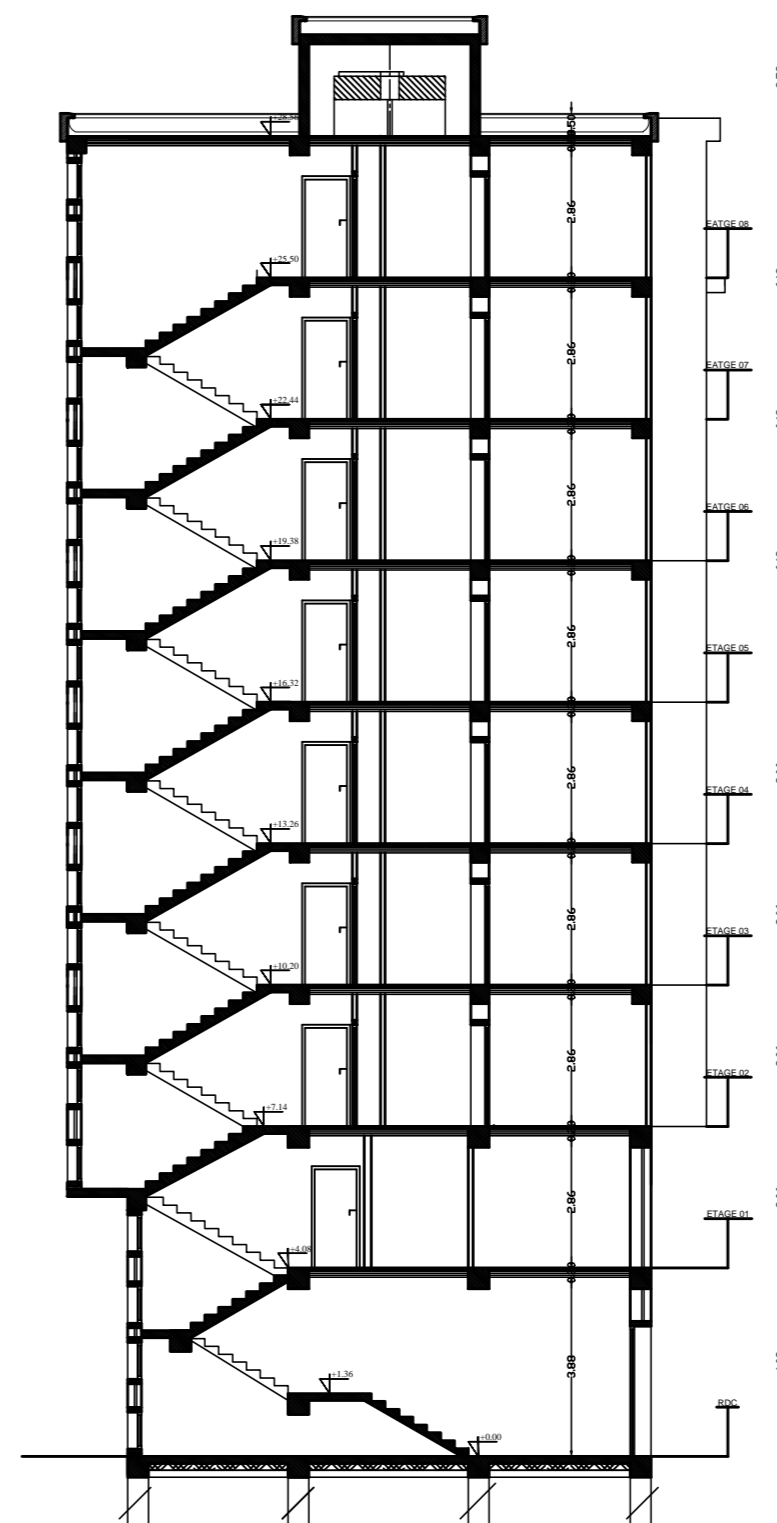
PLAN D'ETAGE 01



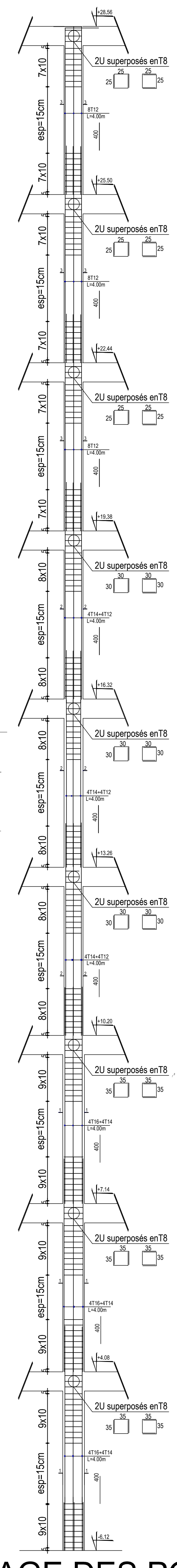
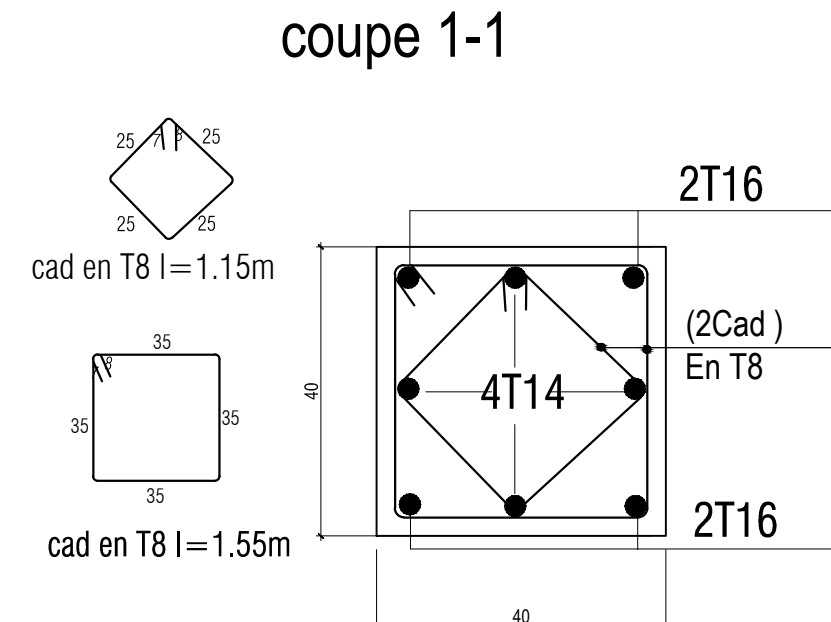
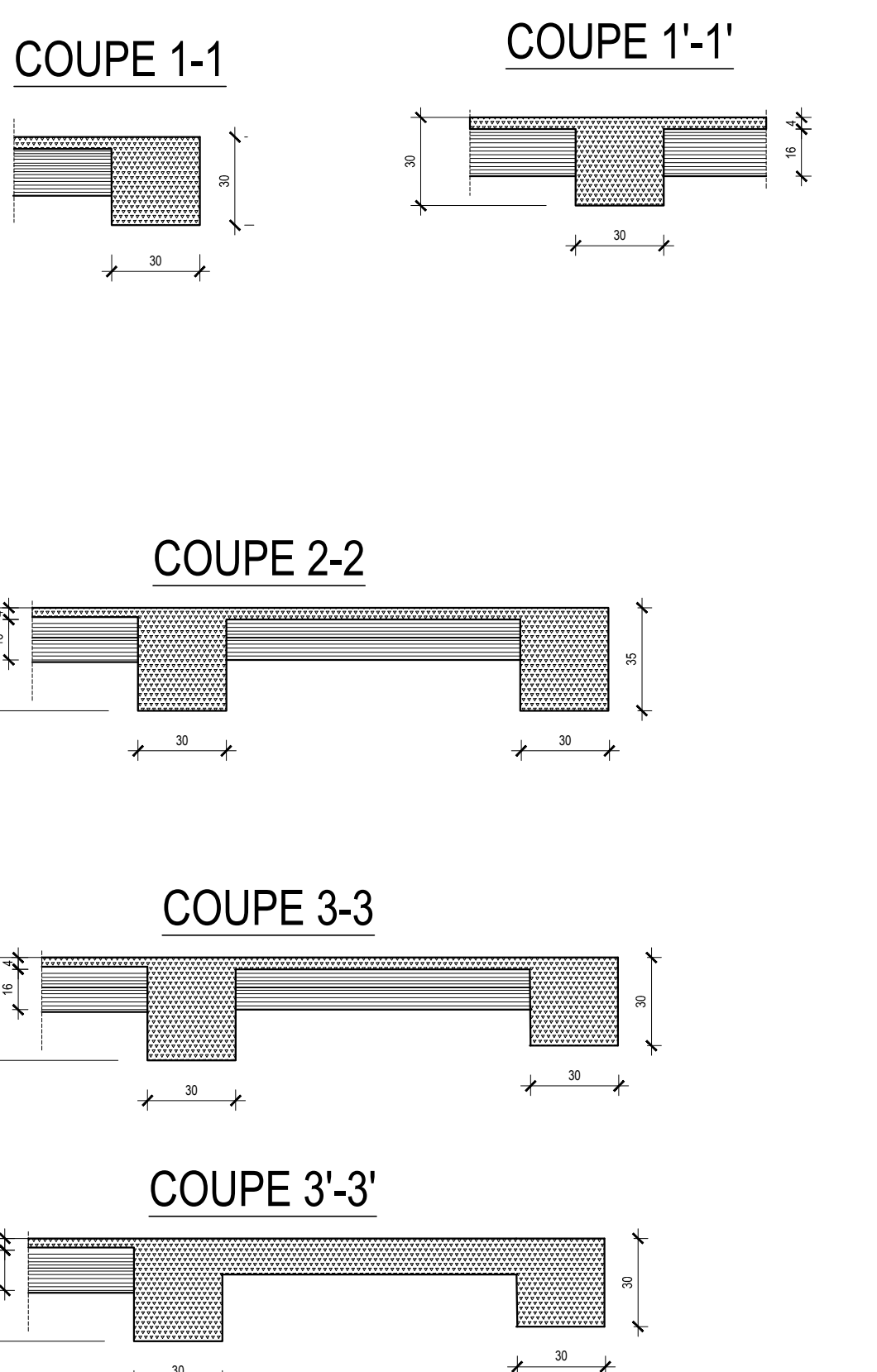
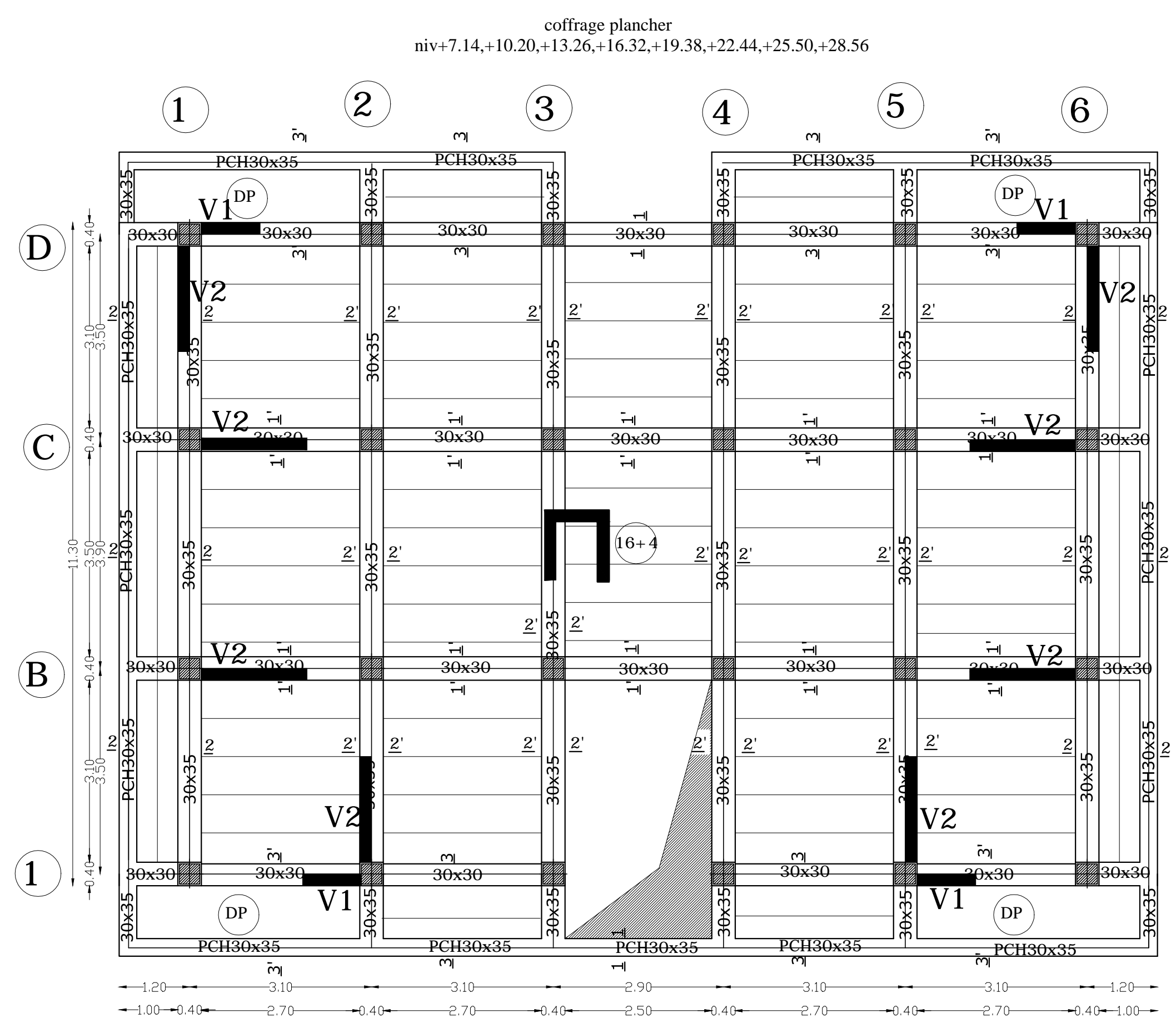
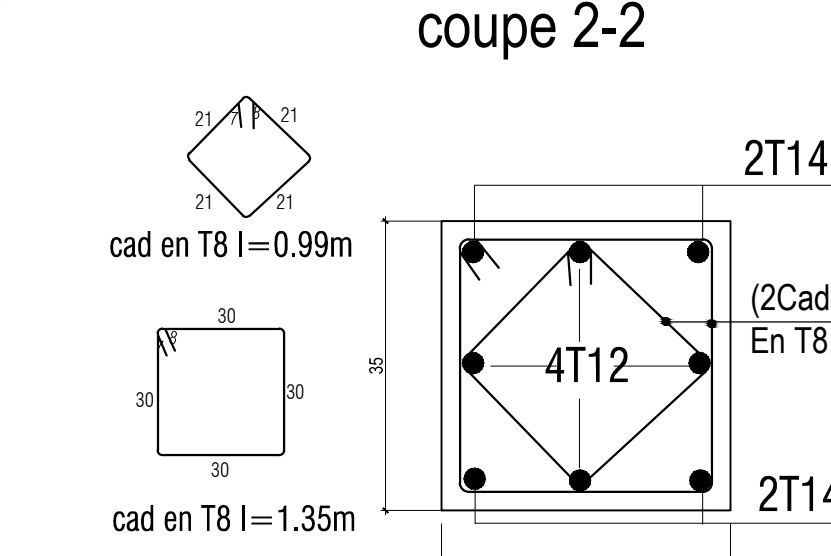
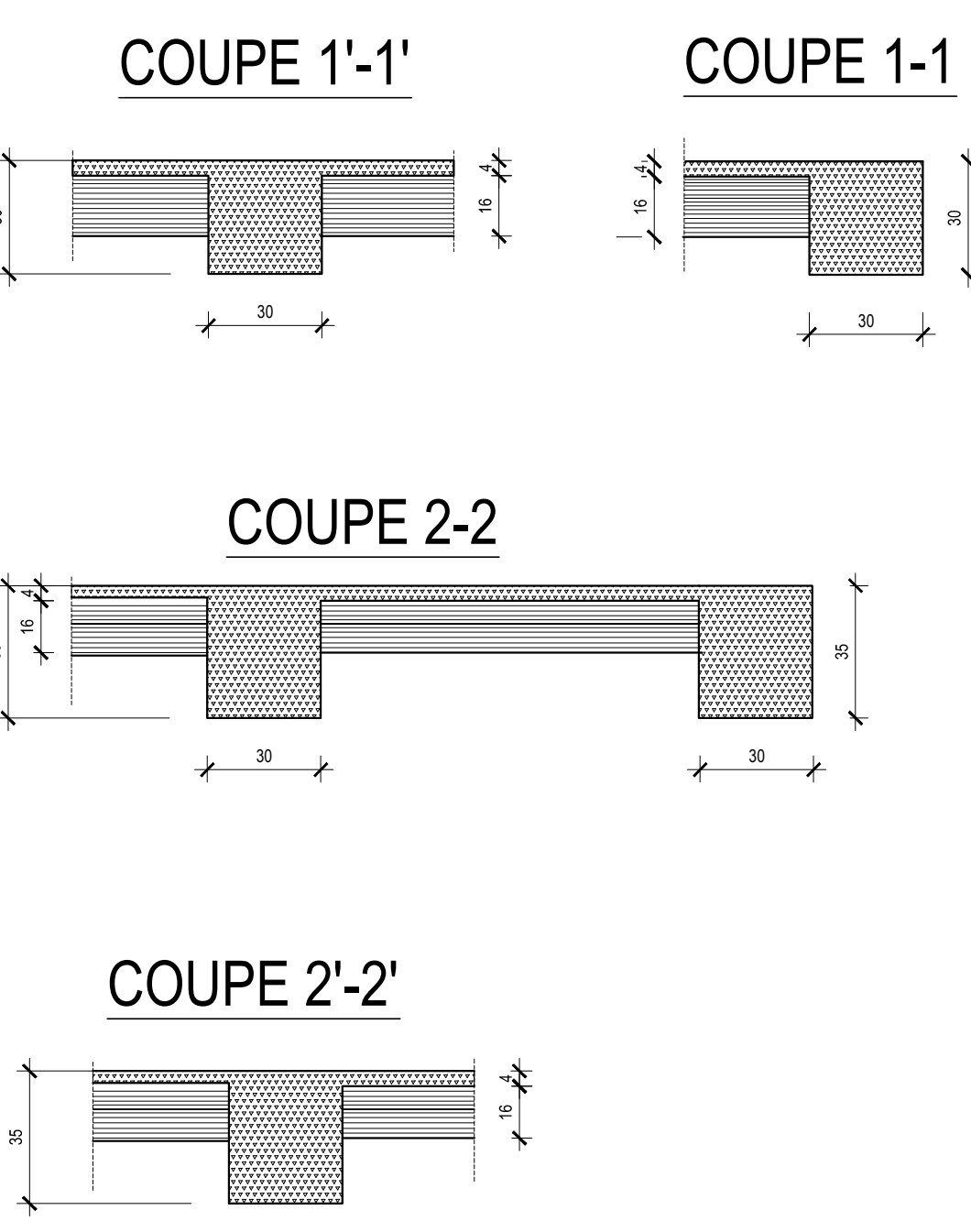
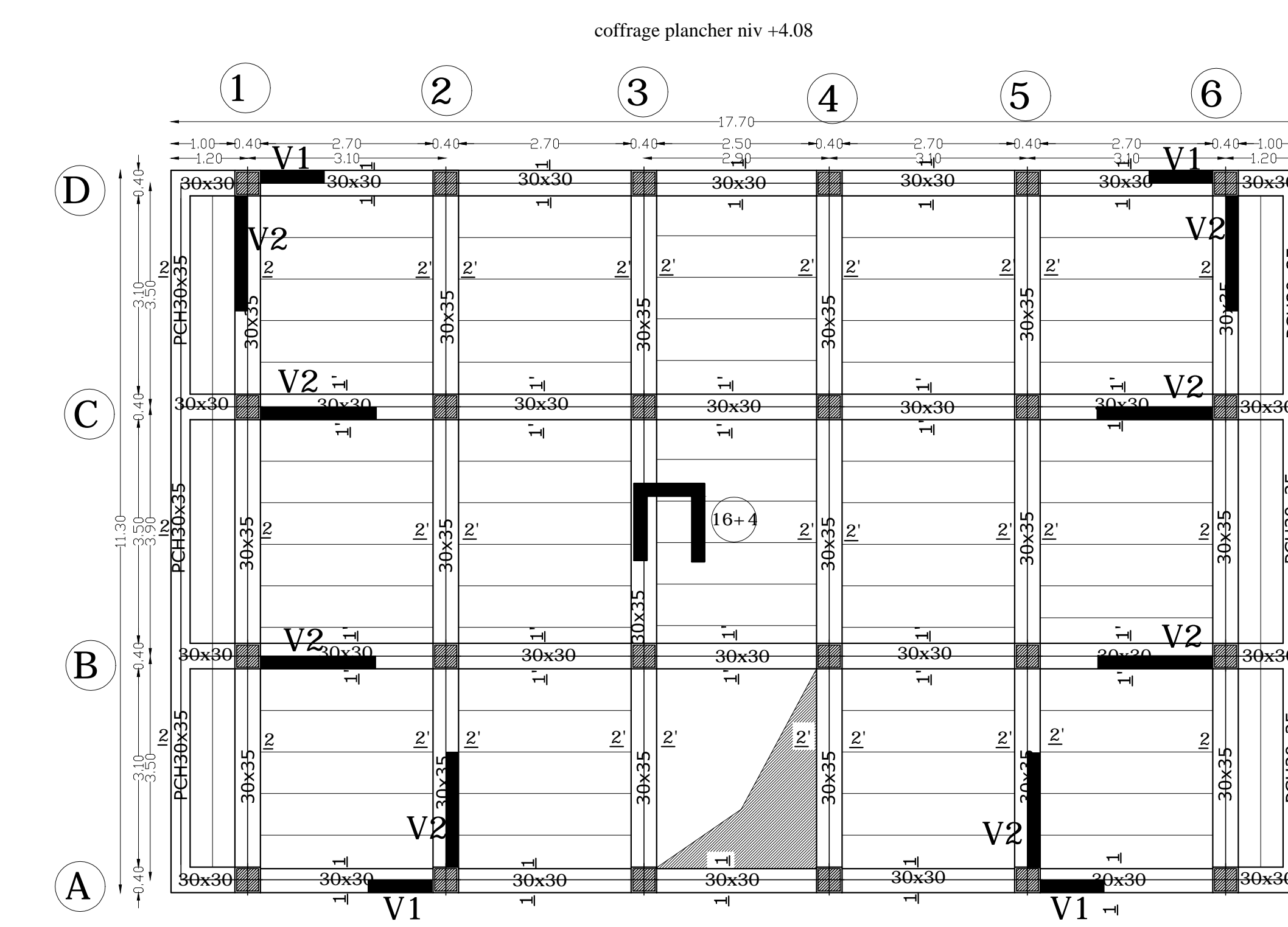
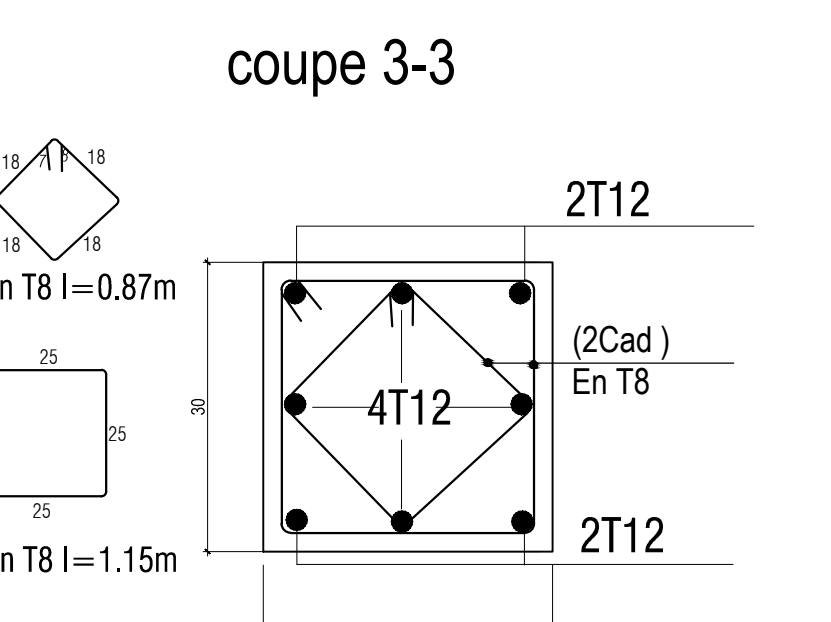
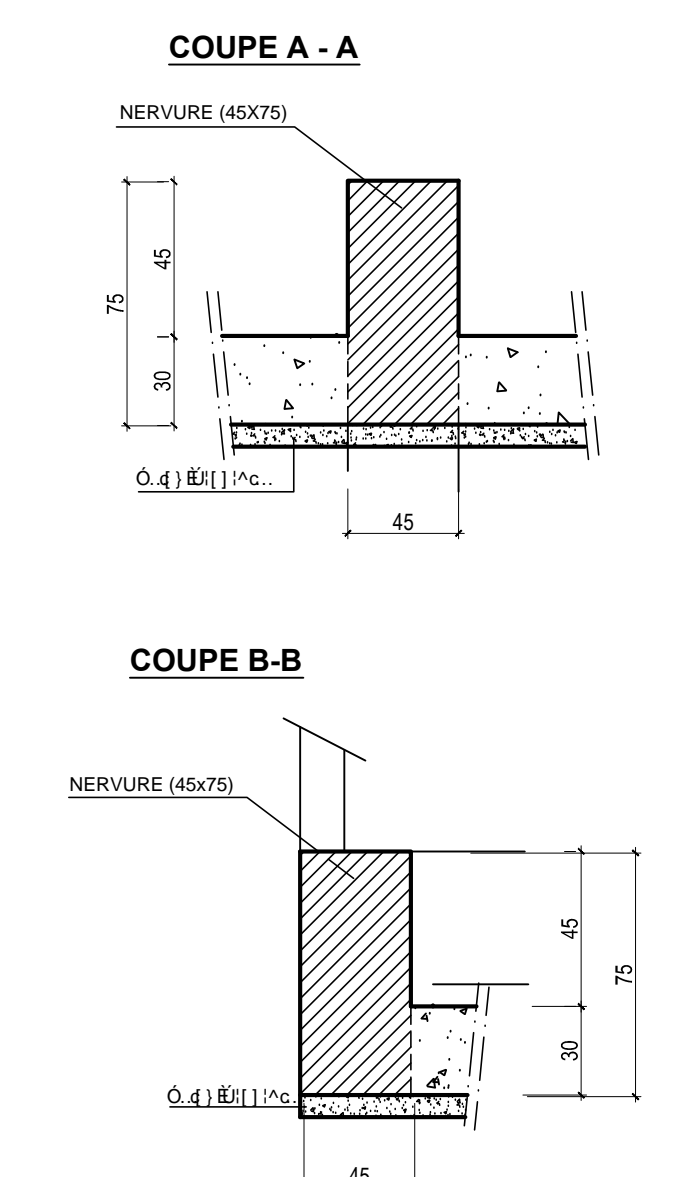
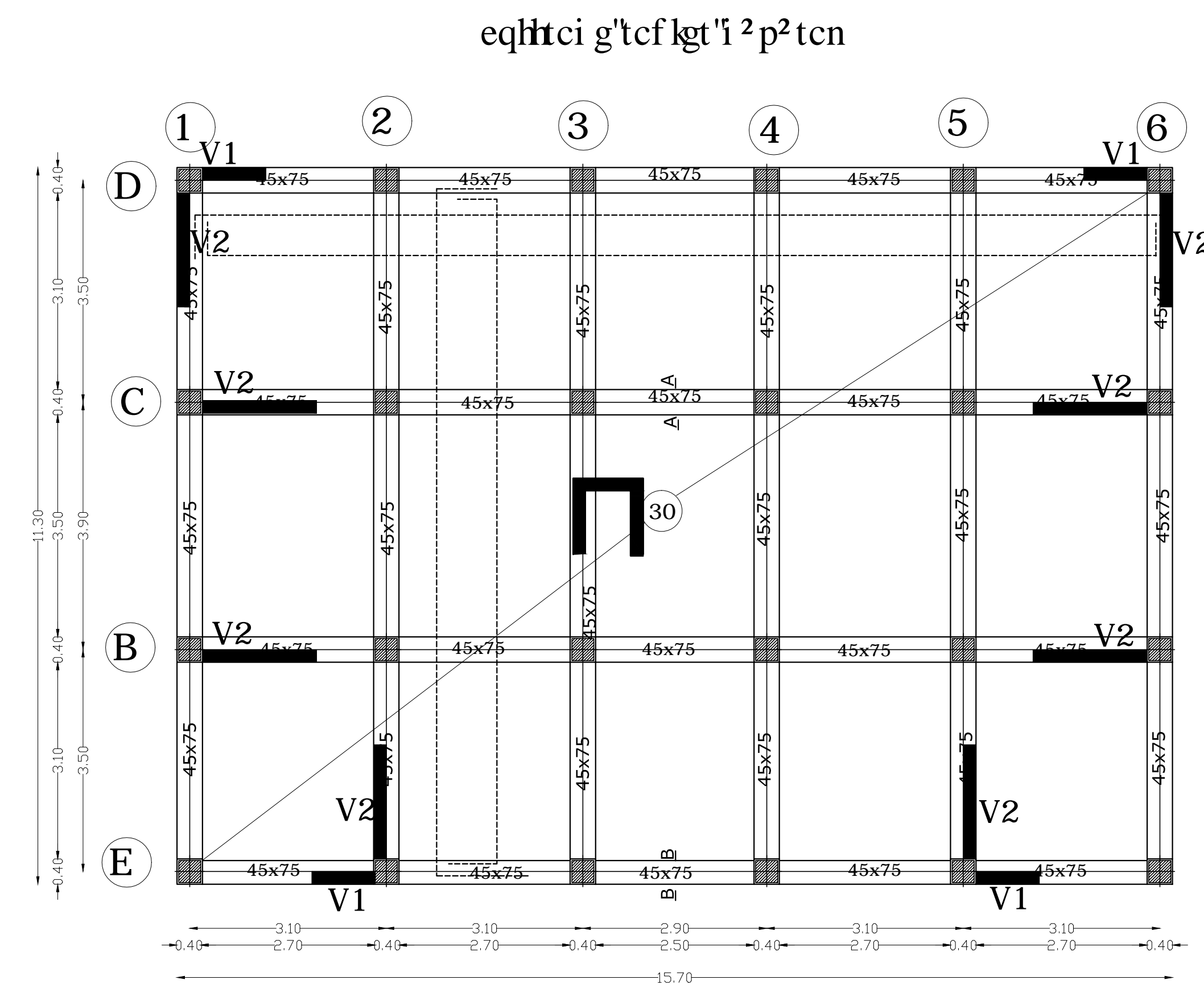
PLAN D'ETAGE COURANT 02-03-04-05-06-07-08



FACADE PRINCIPALE

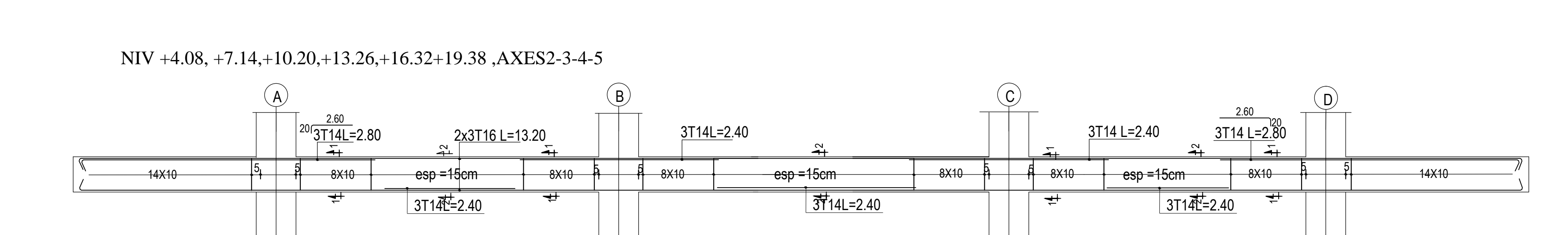
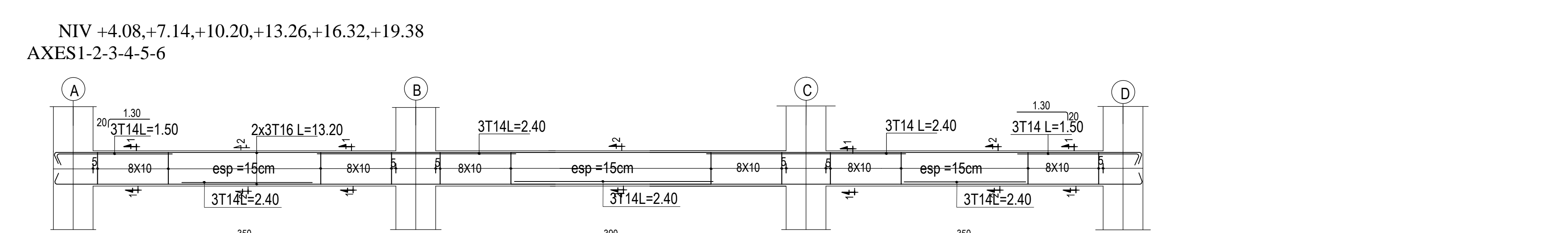
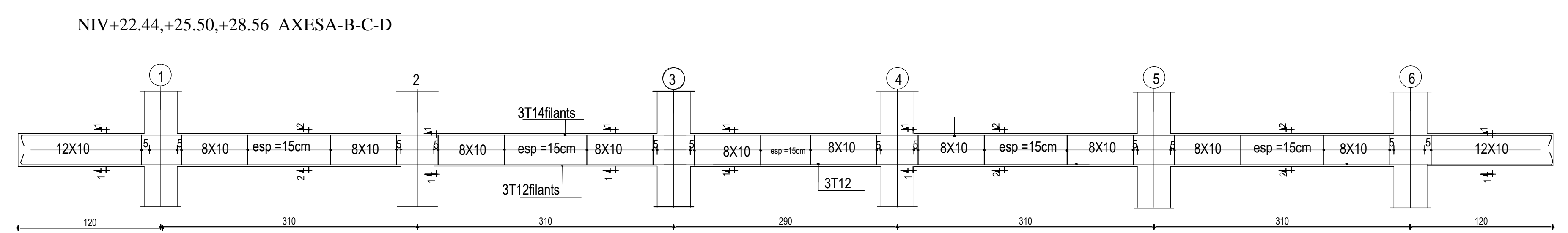
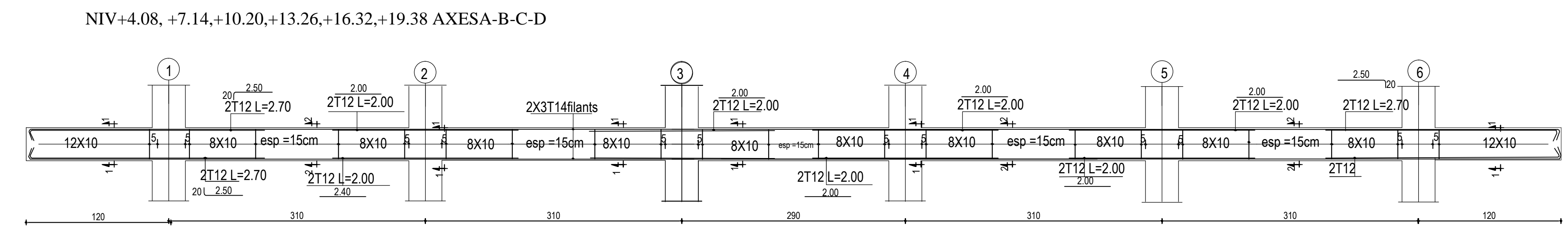


COUPE A-A

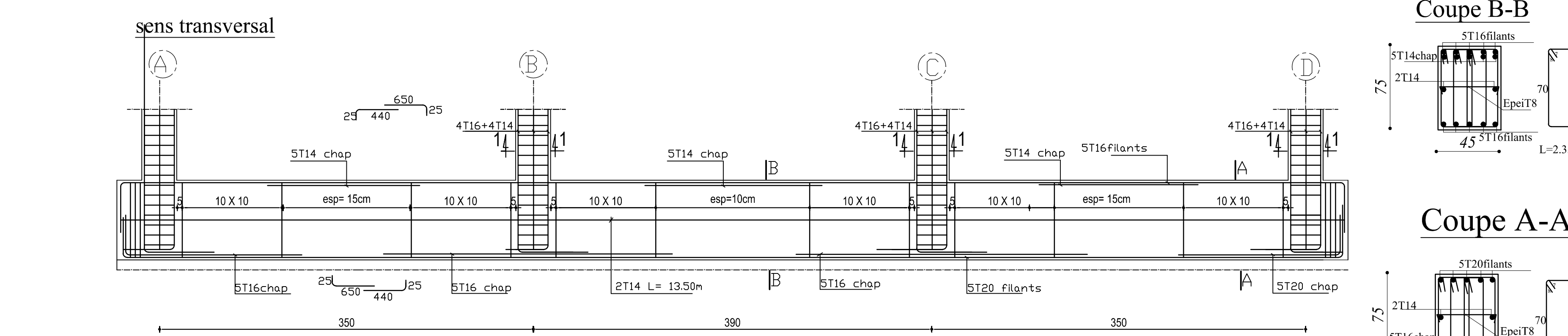
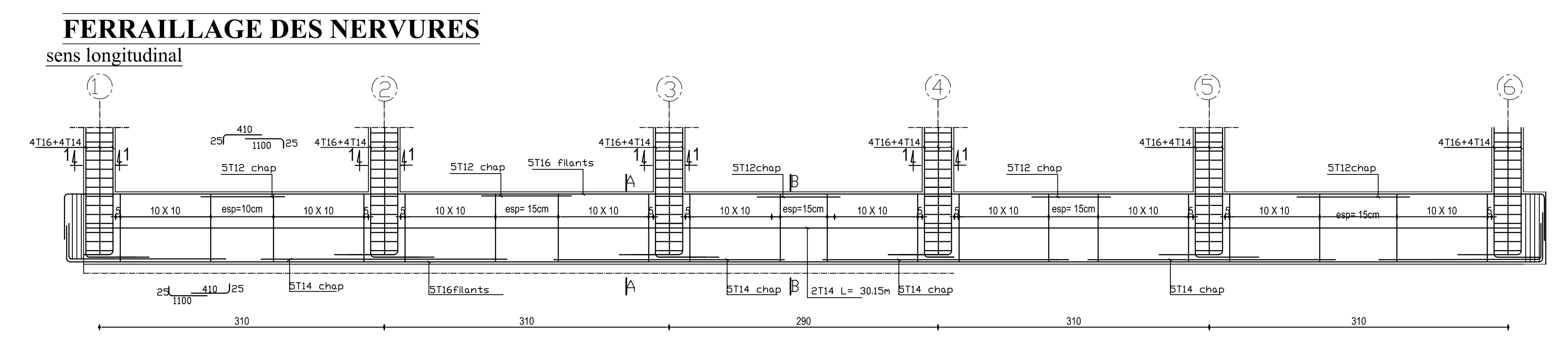


FERRAILLAGE DES POTEAUX

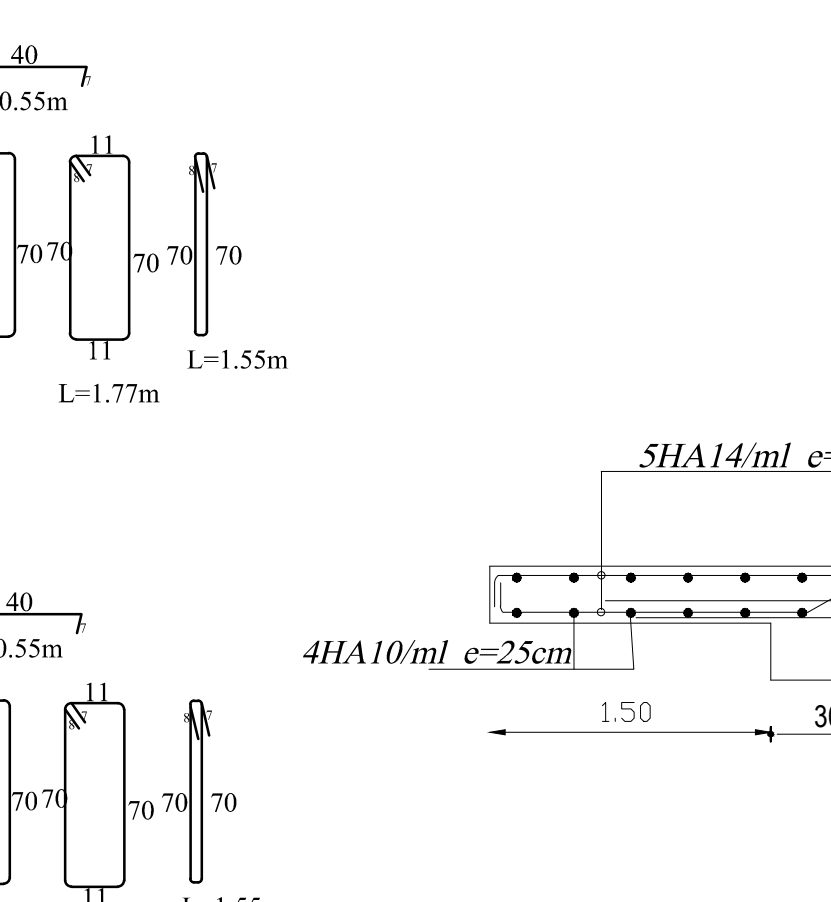
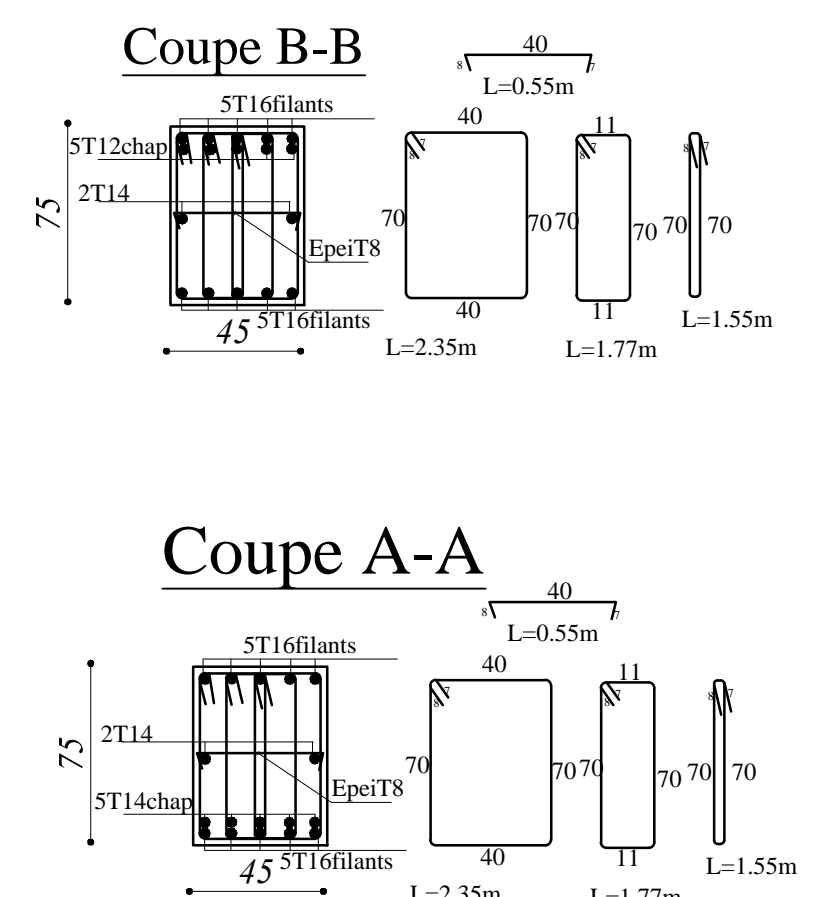
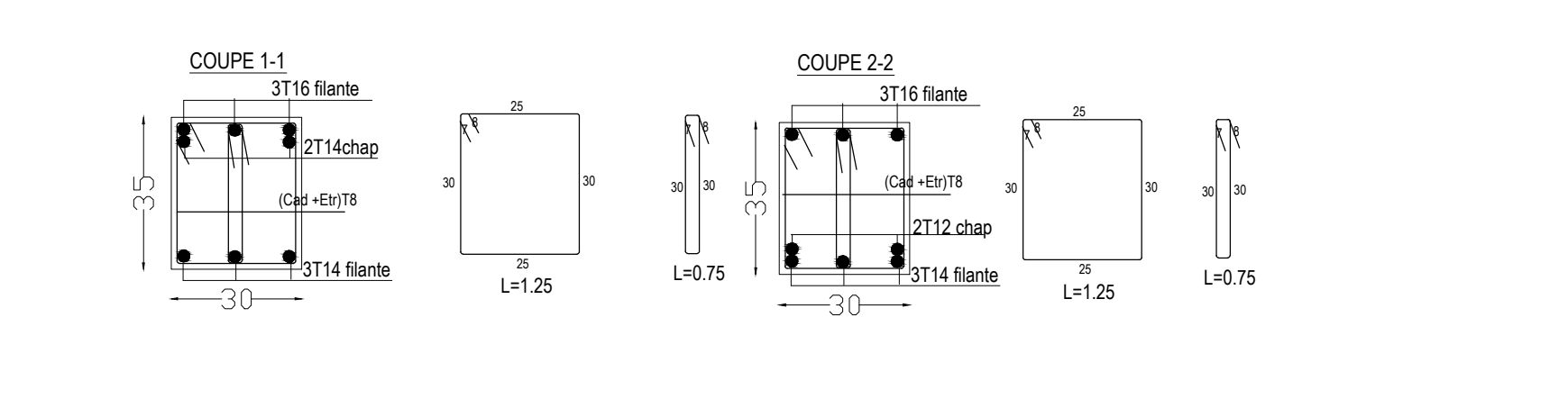
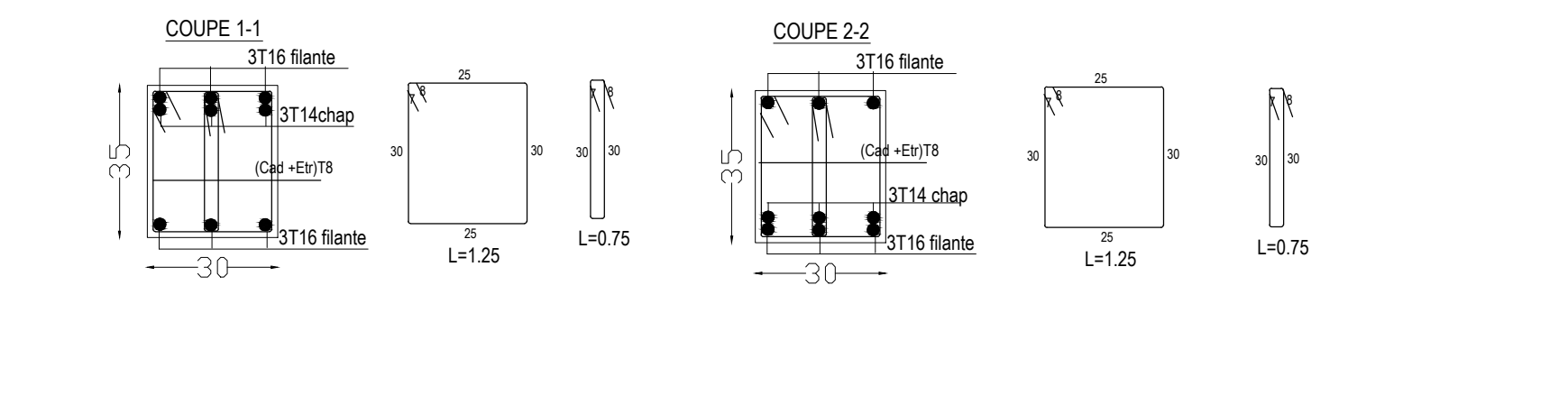
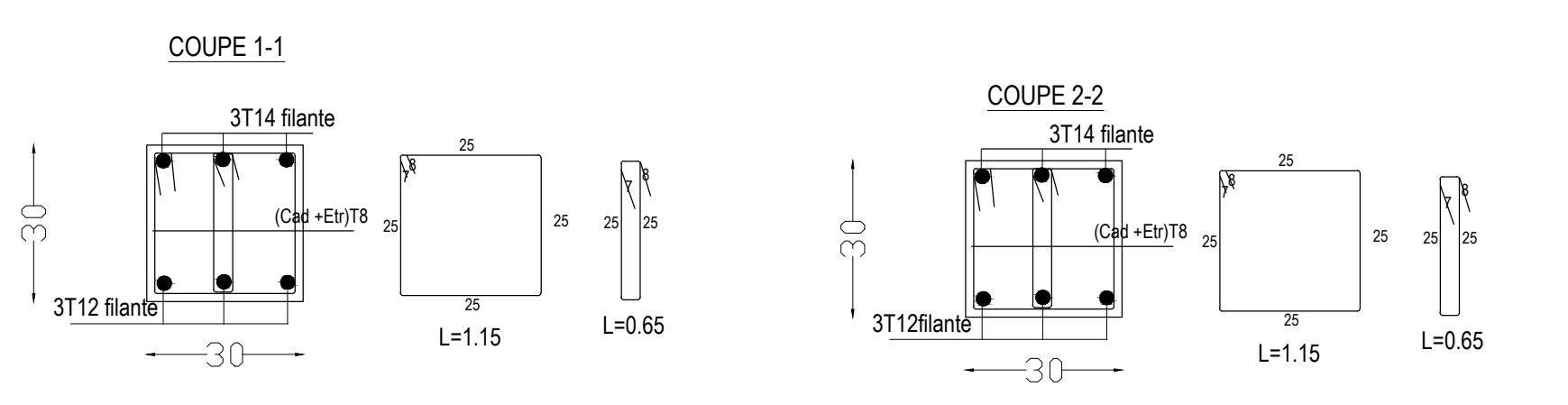
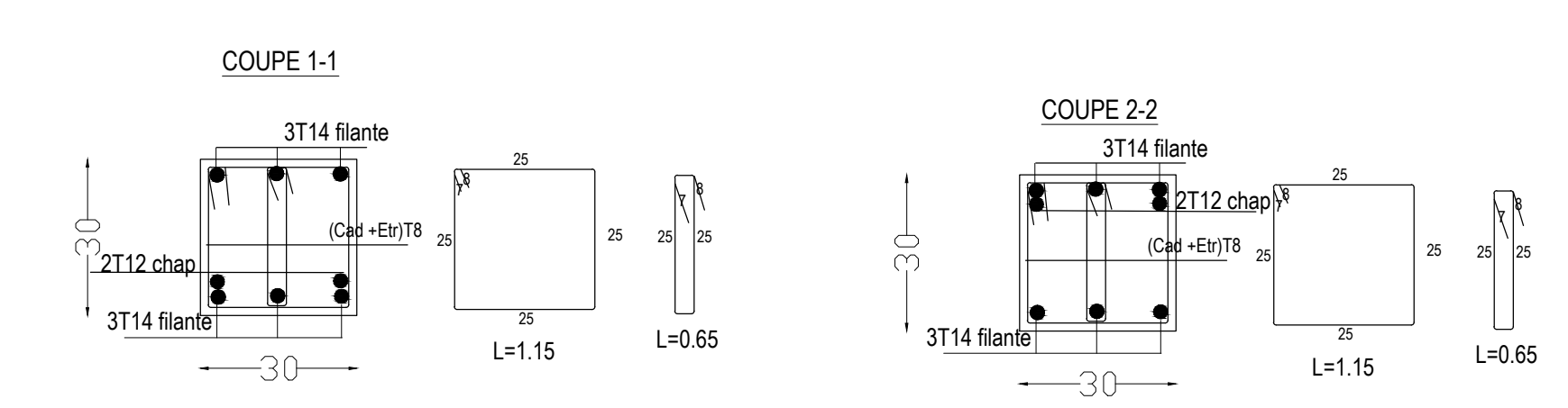
PLANS D'EXECUTION



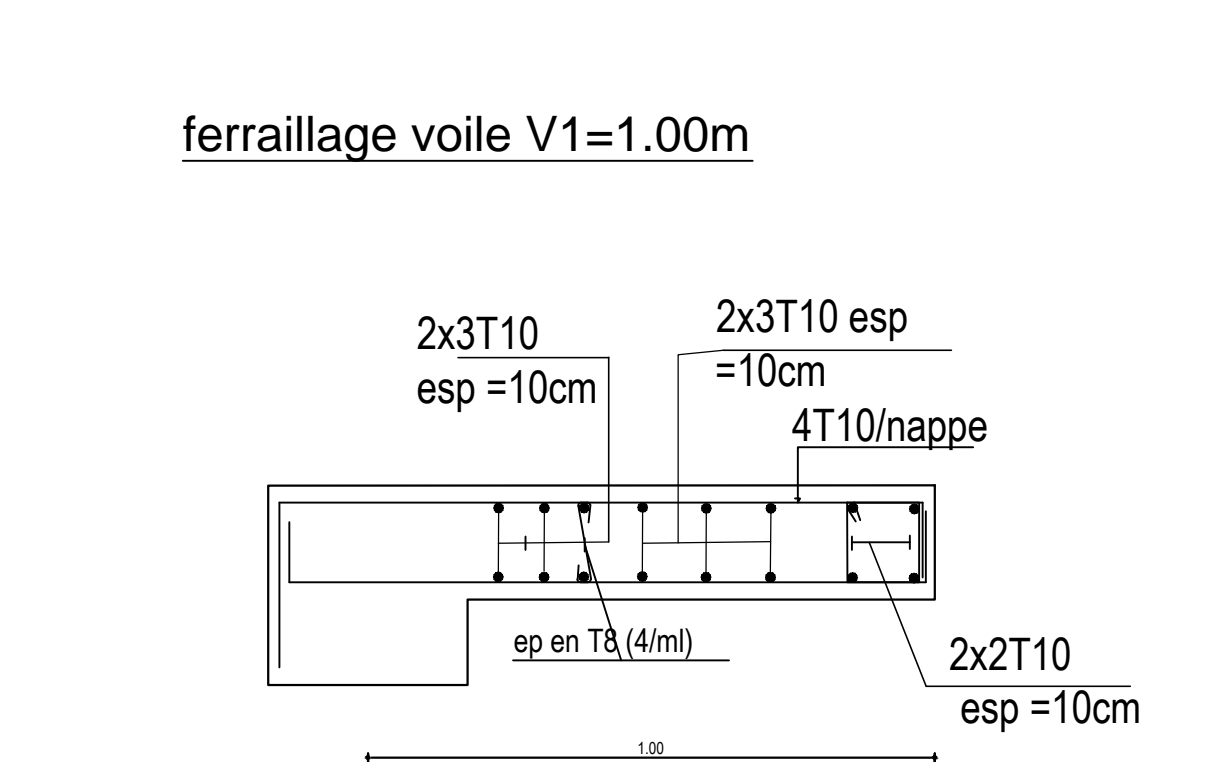
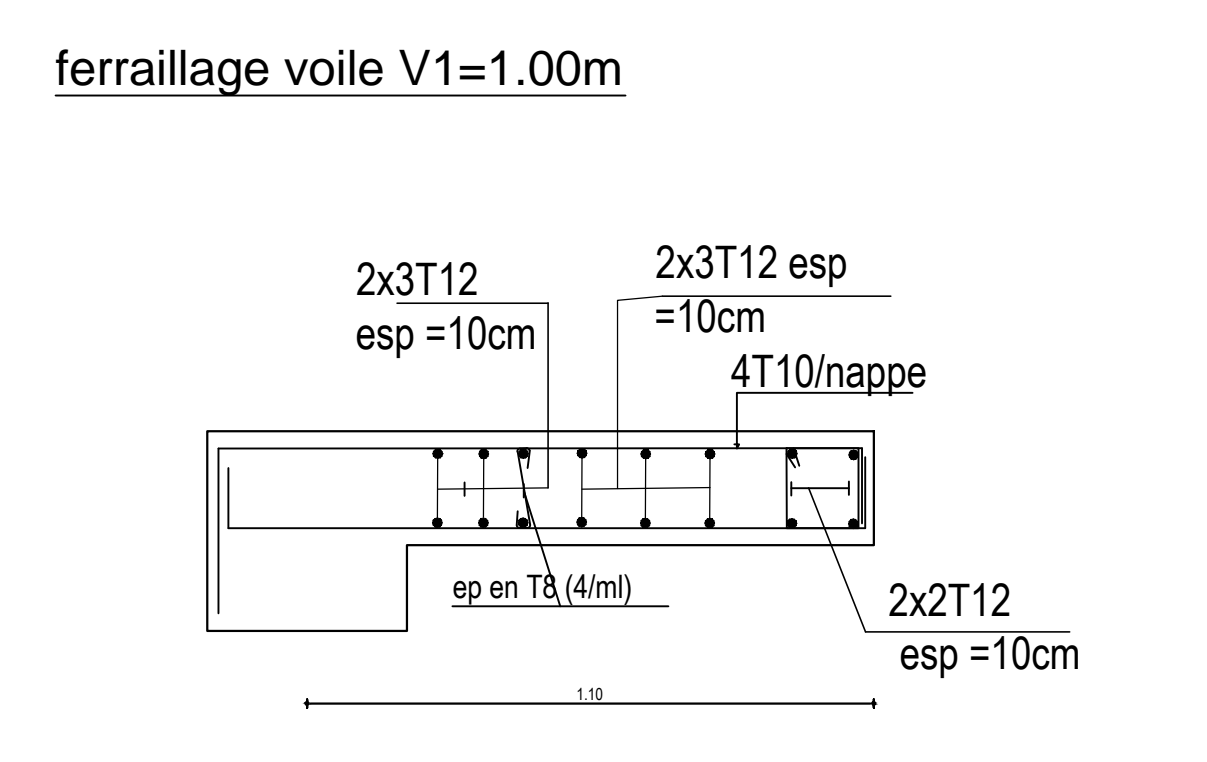
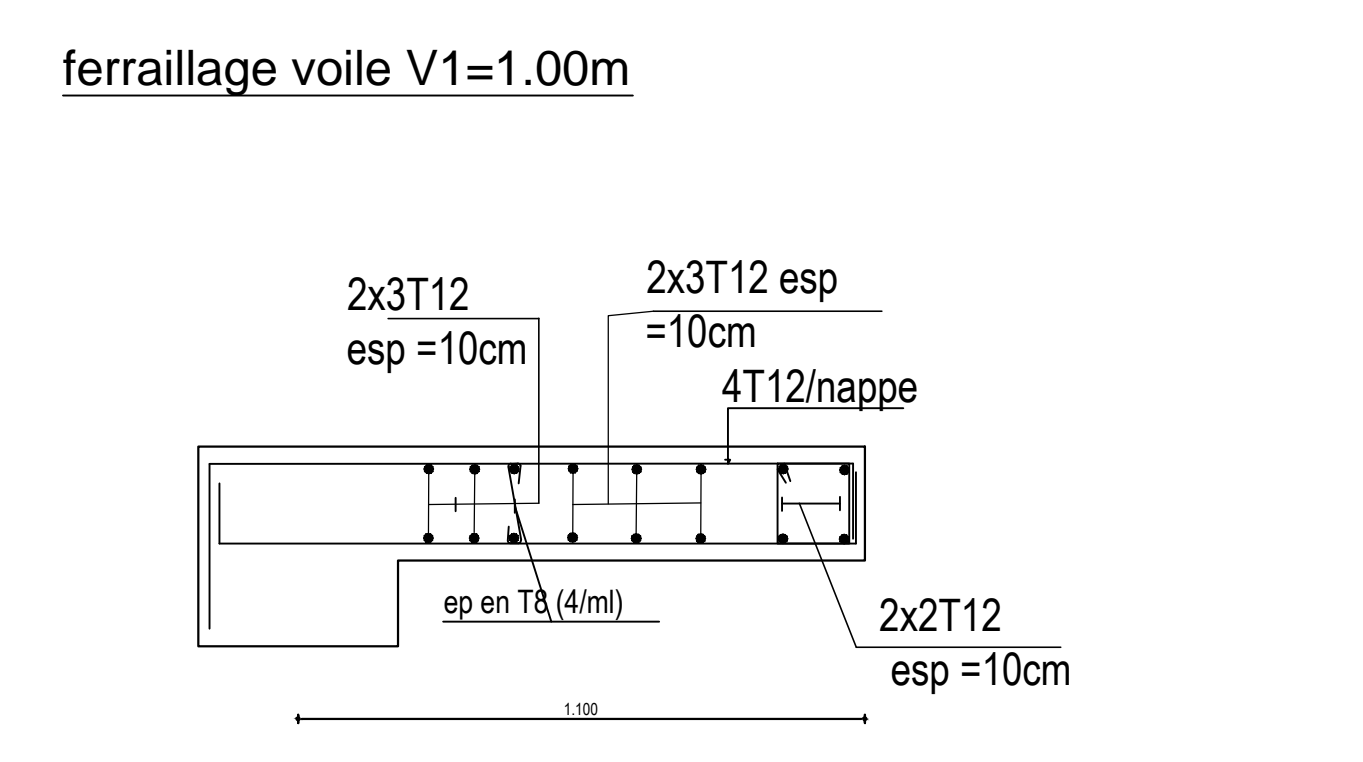
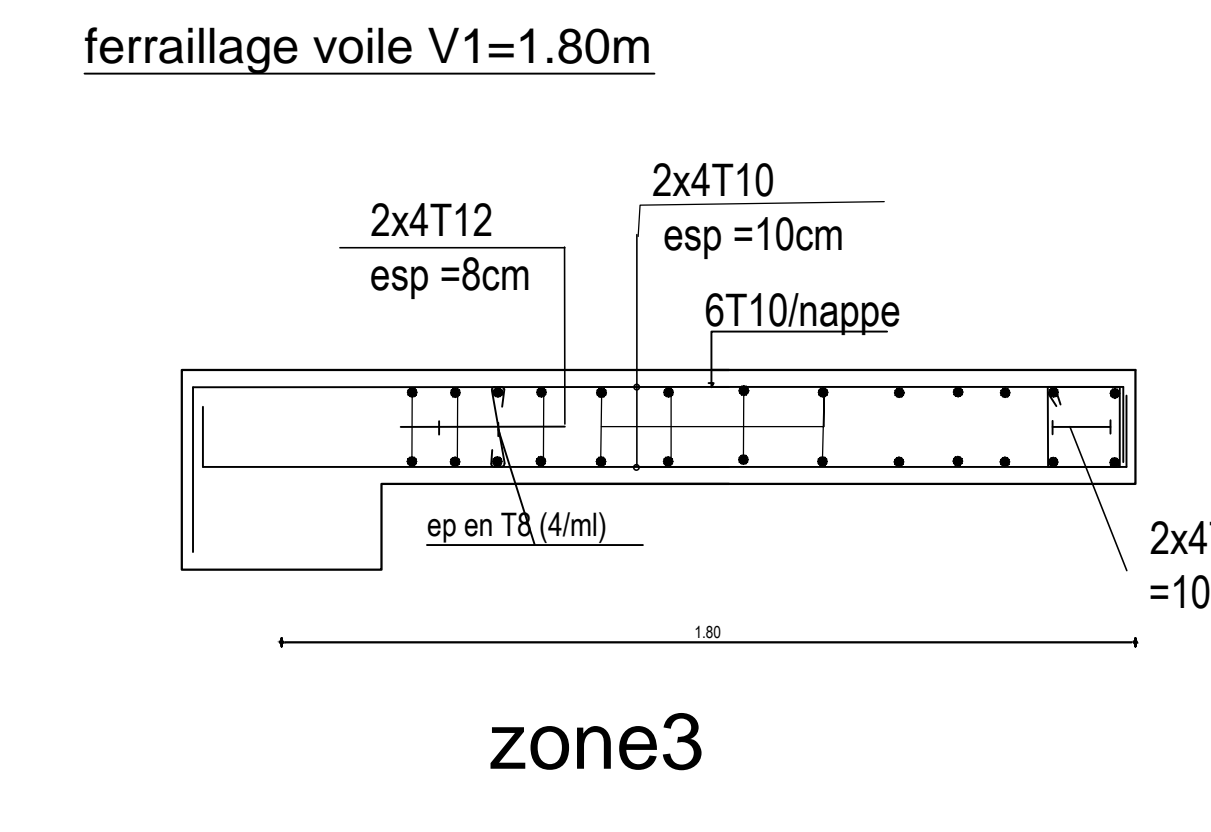
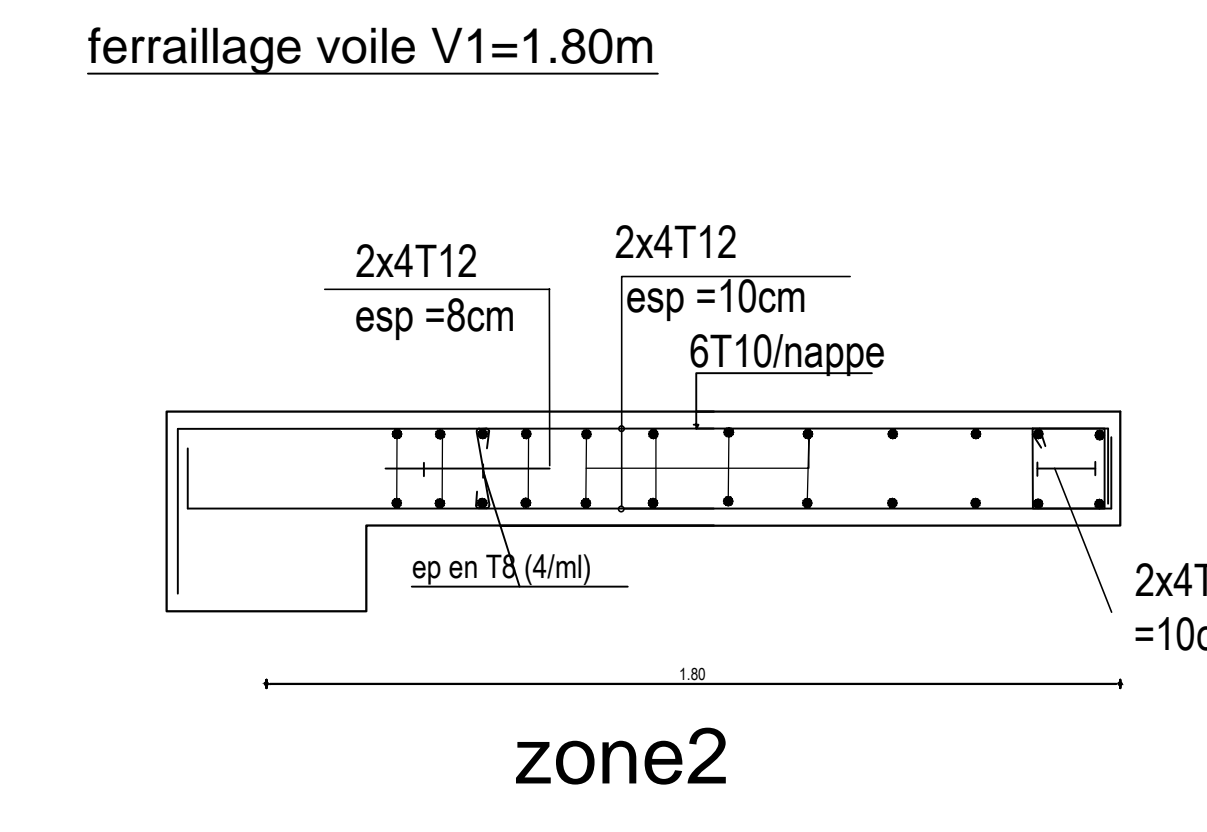
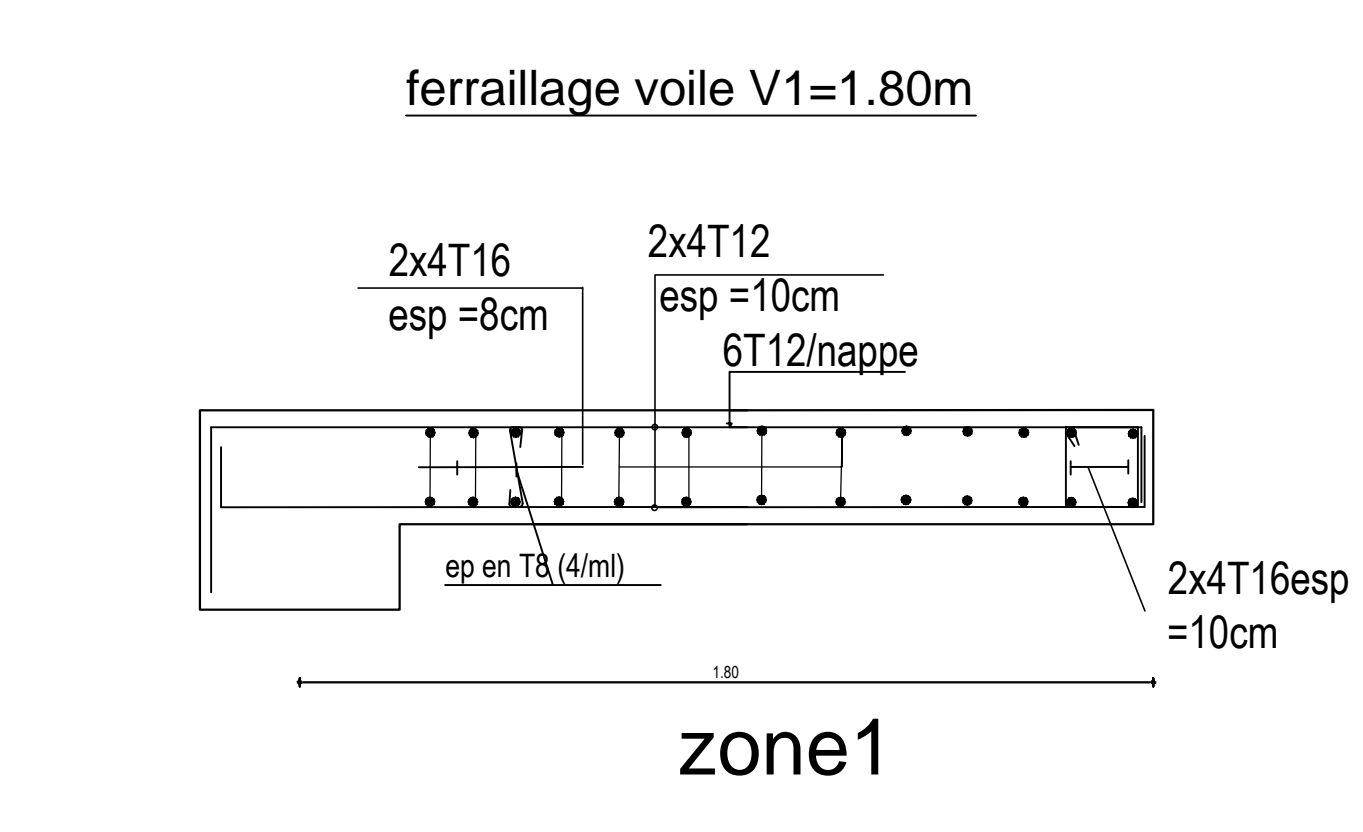
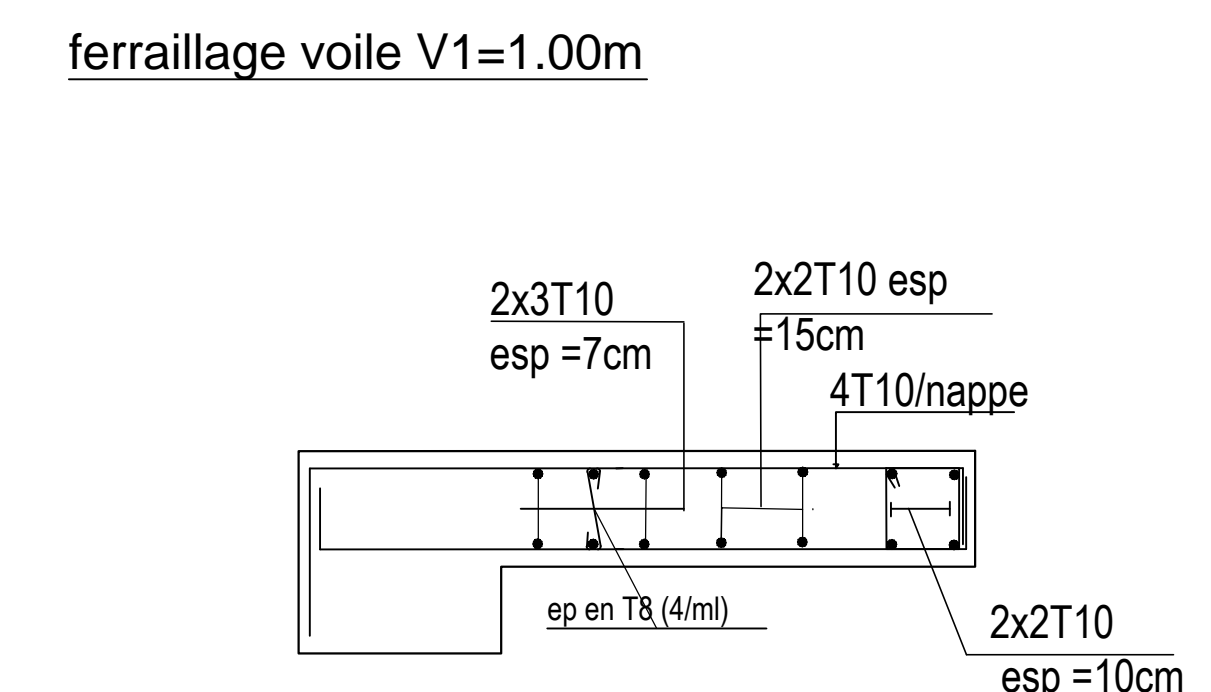
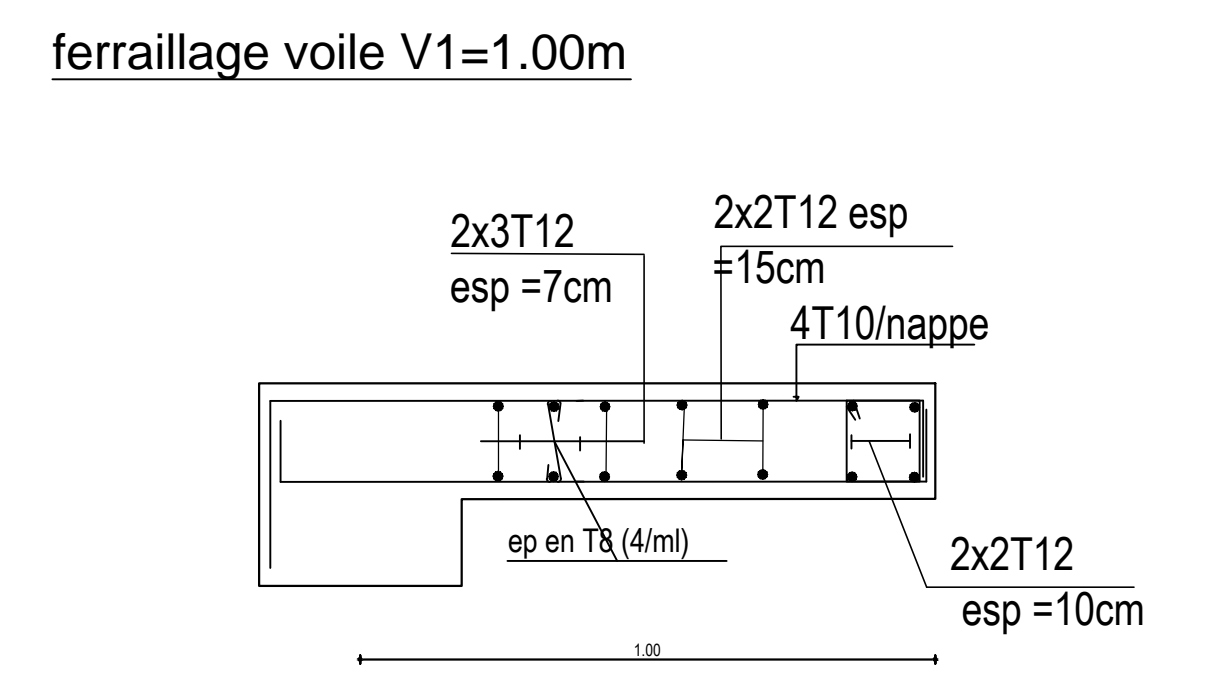
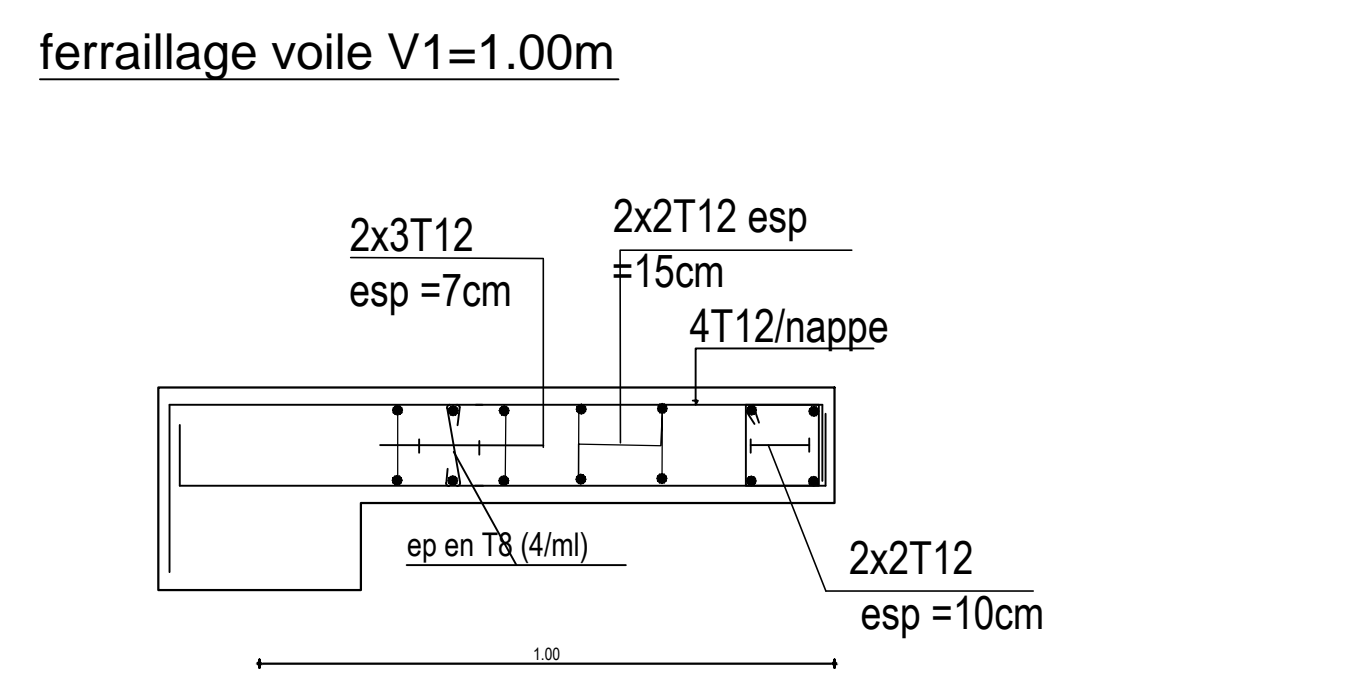
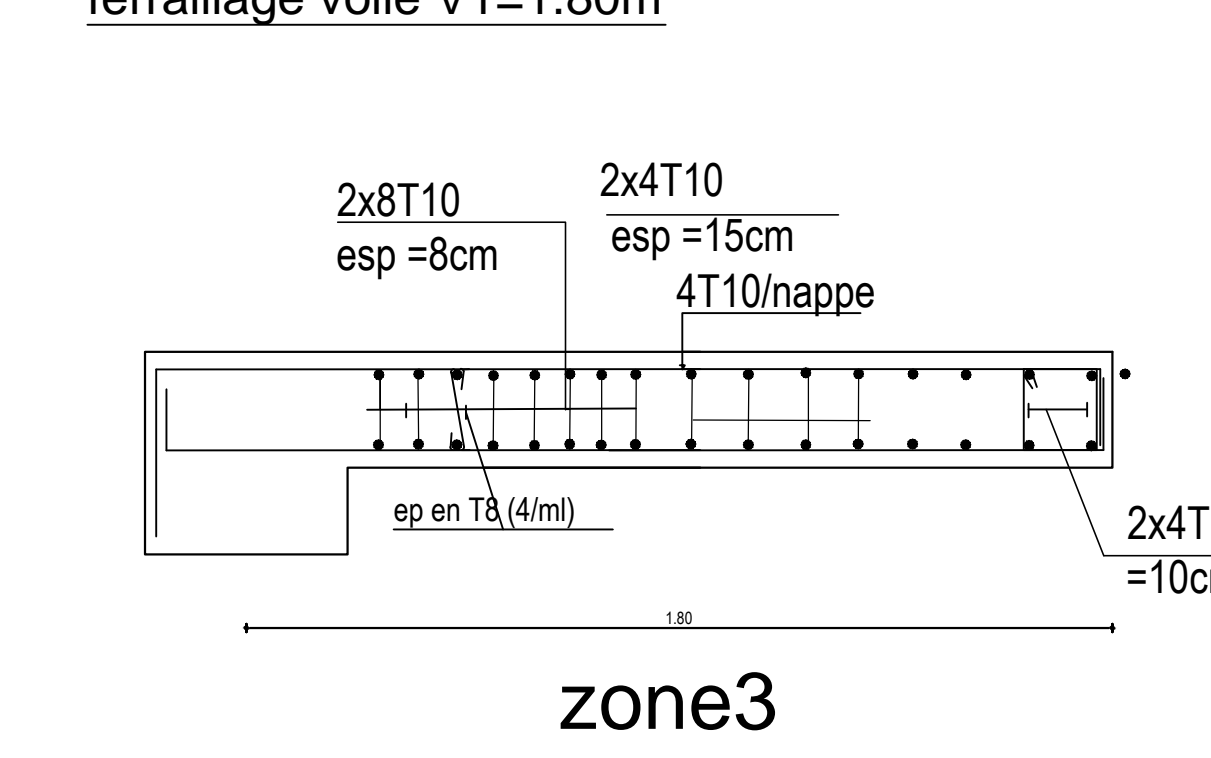
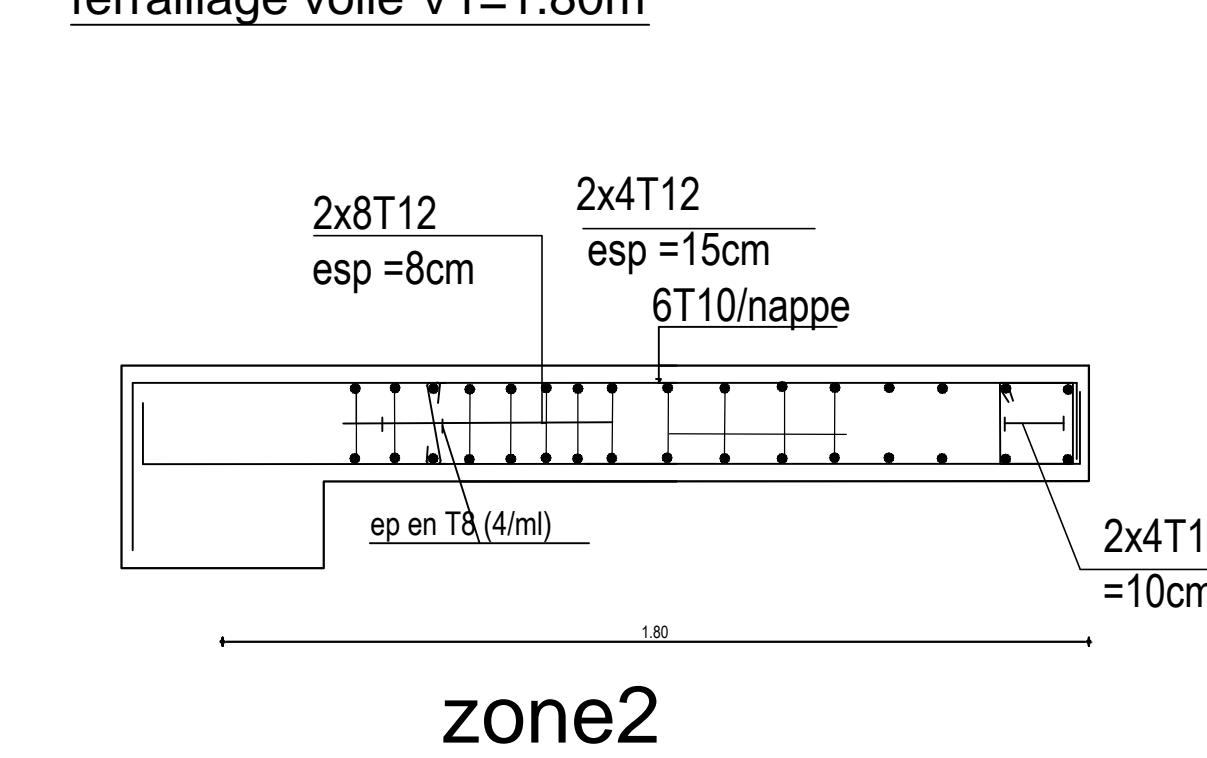
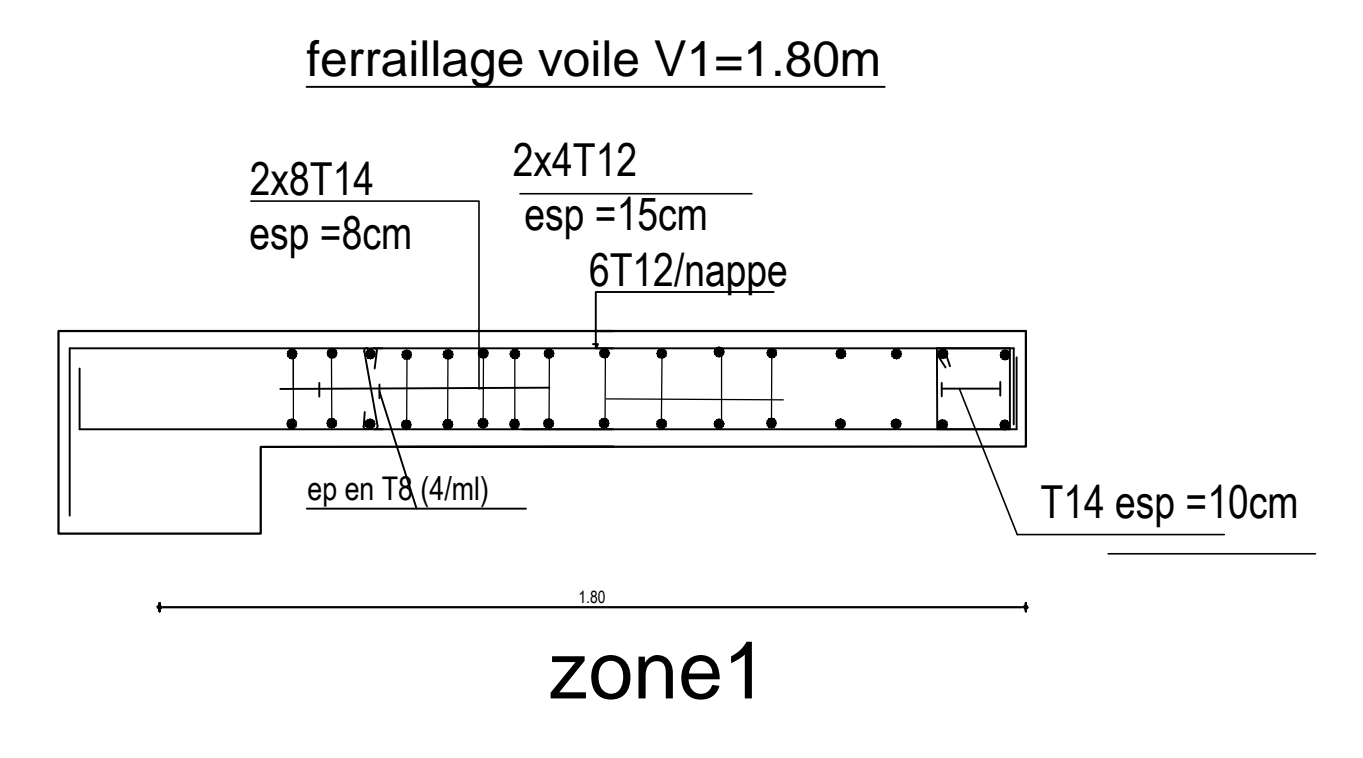
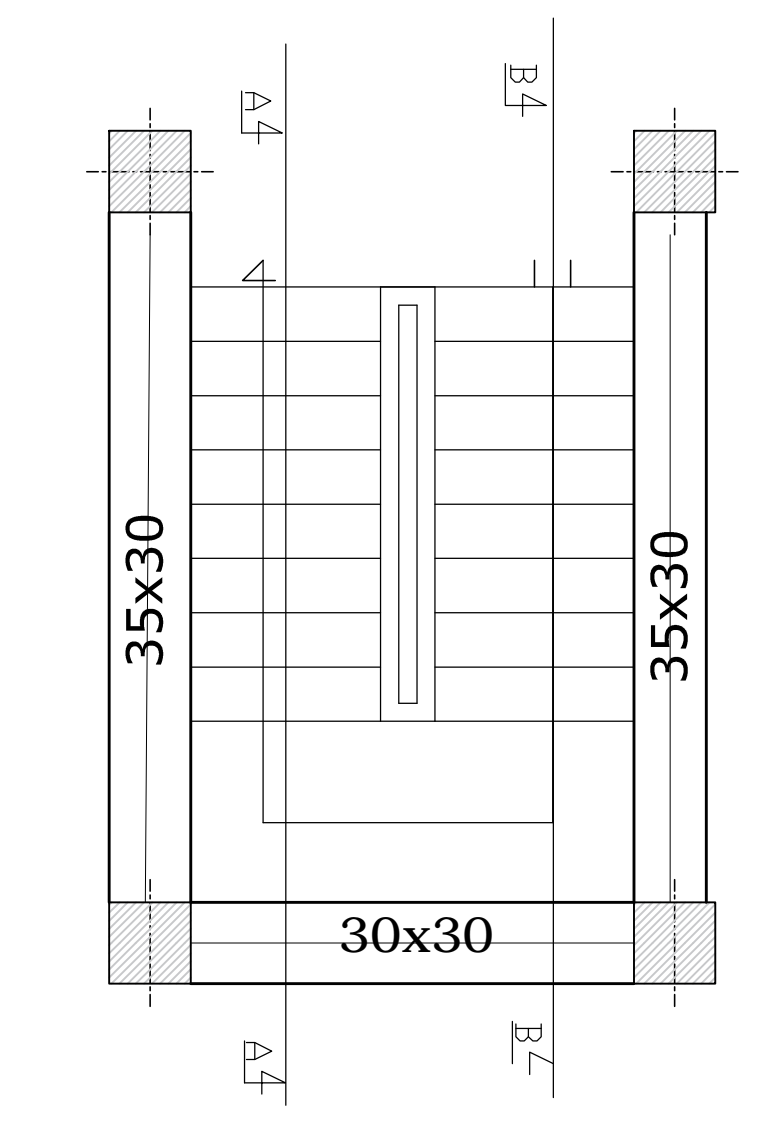
FERRAILLAGE DES POUTRES



FERRAILLAGE DES NERVURES



FERRAILLAGE DES ESCALIERS



FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE RADIER

